



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD
DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME DI LAMPUNG**

JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP. 03111440000055

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD
DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME DI LAMPUNG**

JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP. 03111440000055

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN OF PUNCAK CBD APARTMENT USING
COMPOSITE STEEL STRUCTURE WITH
CONCRETE FILLED TUBE AND ECCENTRICALLY
BRACED FRAME AT LAMPUNG**

JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP. 03111440000055

Academic Supervisor I
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Academic Supervisor II
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

**PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD
DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME DI LAMPUNG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

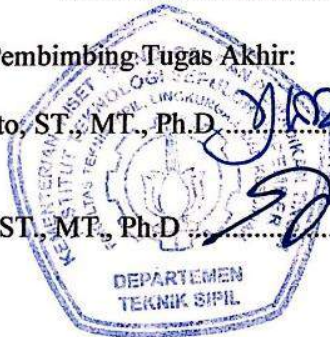
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP. 03111440000055

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. (Pembimbing I)
2. Data Iranata, ST., MT., Ph.D. (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2018**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME DI LAMPUNG

Nama Mahasiswa : Jessica Martha Claudia
NRP : 03111440000055
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Indonesia merupakan negara berkembang yang sedang gencar-gencarnya melakukan pembangunan infrastruktur di berbagai sektor. Di sisi lain, Indonesia merupakan daerah rawan gempa. Hal ini menjadi tantangan tersendiri bagi para insinyur bangunan untuk merencanakan gedung yang tahan terhadap gempa mengingat kerusakan yang diakibatkan oleh bencana gempa bumi dapat menyebabkan penderitaan, kehilangan harta benda bahkan nyawa.

Kerusakan akibat gempa dapat diminimalisir dengan menggunakan sistem struktur yang mampu menahan gaya lateral yang terjadi, salah satunya sistem struktur dengan Eccentrically Braced Frame (EBF). Elemen terpenting dari sistem ini adalah balok link yang berfungsi untuk menyerap gaya gempa sehingga elemen struktur di luar link mampu berperilaku elastis.

Dalam tugas akhir ini, Apartemen Puncak CBD terdiri dari 1 lantai lobby, 3 lantai parkir, 20 lantai unit apartemen, dan 1 lantai atap. Sistem struktur yang semula didesain dengan struktur beton bertulang akan dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja komposit atau lebih tepatnya dengan tipe Concrete Filled Tube (CFT) yang memiliki daktilitas lebih tinggi dibandingkan dengan struktur beton. Selain itu, akan ditambahkan pengaku jenis Eccentrically Braced Frame (EBF) yang memiliki

kelebihan yaitu kekakuan yang sangat tinggi. Perencanaan ini akan mengacu pada beberapa peraturan, yaitu SNI 1727:2013, SNI 1729:2015, SNI 03-1726-2012, SNI 03-1729-2002, SNI 2847:2013

Berdasarkan analisa yang telah dilakukan, kolom CFT terbesar berdimensi 600x600x25 dengan balok induk WF 600x200x11x17. Link yang direncanakan merupakan short link dengan panjang 100 mm dengan bresing double C 260x90x10x14. Dinding penahan tanah menggunakan steel sheet pile sedalam 18 meter dan ground anchor. Pondasi menggunakan pondasi tiang grup dengan diameter 60 cm dan dipancang sedalam 32 meter. Tie beam direncanakan dengan dimensi 45/80. Analisa yang dilakukan telah memenuhi kontrol struktur yang disyaratkan dalam peraturan.

Kata kunci: baja komposit, CFT, EBF, link

DESIGN OF PUNCAK CBD APARTMENT USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE WITH CONCRETE FILLED TUBE AND ECCENTRICALLY BRACED FRAME AT LAMPUNG

Student Name : Jessica Martha Claudia
NRP : 03111440000055
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D.

Abstrack

Indonesia is a developing country that is intensively conducting infrastructure development in various sectors. On the other hand, Indonesia is an area prone to earthquakes. It is a challenge for building engineers to plan earthquake-proof buildings as the damage caused by earthquakes can cause suffering, loss of property and even life.

Damage caused by the earthquake can be minimized by using a structural system that can withstand lateral forces that occur, one of the structural system with Eccentrically Braced Frame (EBF). The most important element of this system is a link beam that serves to absorb the force of the earthquake so that the structural elements outside the link are able to behave elastically.

In this final project, Puncak CBD Apartment consists of 1 floor lobby, 3 floors of parking, 20 floors of apartment units, and 1 floor of roof. Structural systems originally designed with reinforced concrete structures will be modified using a composite steel structure or more precisely with Concrete Filled Tube (CFT) types that have higher ductility compared to concrete structures. In addition, Eccentrically Braced Frame (EBF) type stiffener will be added which has a very high stiffness. This planning will refer

to several regulations, namely SNI 1727: 2013, SNI 1729: 2015, SNI 03-1726-2012, SNI 03-1729-2002, SNI 2847: 2013

Based on the analysis that has been done, the largest CFT column with 600x600x25 dimension with WF 600x200x11x17 beam. The planned link is a short link with a length of 100 mm with a double C 260x90x10x14 bracing. Retaining wall uses steel sheet pile as deep as 18 meters and ground anchor. The foundation uses a group pile foundation with a diameter of 60 cm and is designed as deep as 32 meters. Tie beam is planned with a 45/80 dimension. The analysis has fulfilled the required structural controls in the regulation.

Keywords: composite steel, CFT, EBF, link

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Perencanaan Apartemen Puncak CBD dengan Struktur Baja Komposit *Concrete Filled Tube* dan *Eccentrically Braced Frame* di Lampung” tepat pada waktunya.

Dalam penyelesaian tugas akhir ini, penyusun menemui banyak kendala yang tidak dapat penyusun selesaikan tanpa bantuan dan dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, pada kesempatan ini penyusun ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memberikan doa, kasing saying dan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam meyelesaikan tugas akhir ini.
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. dan Data Iranata, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan masukan dan motivasi.
3. Rekan-rekan HS Engineers yang dengan tulus membagikan ilmu dan pengalamannya.
4. Lisna, Bimo dan Daryl yang selalu memotivasi dan membantu saya dalam kesulitan. Fathihin, Fauzi, Rajab, Albana, Laras, Eka dan Firly yang selalu siap memberikan bantuan, masukan dan dukungan terutama dalam proses pengerjaan tugas akhir ini.
5. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa pembuatan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap tugas akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	iii
ABSTRACT.....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.2.1 Permasalahan utama	3
1.2.2 Rincian permasalahan.....	3
1.3 Batasan Masalah	4
1.4 Tujuan.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Sistem Rangka Pengaku Eksentris.....	7
2.1.1 Pengertian.....	7
2.1.2 Konsep Perencanaan Struktur SRPE	8
2.1.3 Gaya pada <i>Link</i>	9
2.1.4 Mekanisme Keruntuhan <i>Link</i>	10
2.1.5 Panjang Elemen <i>Link</i> Beam.....	11
2.1.6 Hubungan Pengaku dan Sudut Rotasi terhadap Kinerja <i>Link</i>	12
2.1.7 Mekanisme Energi Disipasi pada <i>Link</i>	13
2.2 Balok.....	14
2.3 Kolom Komposit	16
2.4 Pondasi	18
BAB III METODOLOGI	21
3.1 Diagram Alur Prencanaan	21
3.2 Studi Literatur.....	23
3.3 Variabel Desain	23
3.4 Preliminary Design	23

3.5	Analisis Pembebanan.....	24
3.5.1.	Beban Mati	24
3.5.2.	Beban Hidup	25
3.5.3.	Beban Gempa (SNI 1726:2012)	26
3.5.4.	Kombinasi Pembebanan	36
3.6	Konsep Perencanaan Struktur Baja.....	36
3.6.1	Desain Balok.....	36
3.6.2	Desain Kolom	40
3.6.3	Desain Elemen <i>Link</i>	46
3.6.4	Desain Batang Bresing dan Balok di luar <i>Link</i>	47
3.7	Perencanaan Sambungan	48
3.7.1	Sambungan Baut.....	49
3.7.1.1	Jarak Pemasangan Baut	49
3.7.1.2	Baut Tipe Tumpu Menerima Beban Kombinasi Geser dan Tarik 50	
3.7.2	Sambungan Las.....	51
3.7.2.1	Kekuatan Sambungan Las	51
3.7.2.2	Las Tumpul.....	51
3.8	Perhitungan Struktur Bawah.....	51
3.8.1	Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	52
3.8.2	Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok ..	53
3.8.3	Perencanaan Tebal Poer.....	54
3.8.4	Perencanaan Penulangan Lentur.....	55
3.8.5	Perencanaan Basement	56
3.8.5.1	Definisi Dinding Penahan Tanah.....	56
3.8.5.2	Macam-Macam Dinding Penahan Tanah	56
3.8.5.3	Perhitungan Struktur Dinding <i>Basement</i>	57
3.9	Penggambaran Gambar Teknik	57
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....		59
4.1	Perencanaan Pelat Lantai	59
4.1.1	Perencanaan Pelat Lantai Atap	59
4.1.2	Perencanaan Pelat Lantai 1-20.....	61
4.1.3	Perencanaan Pelat Lantai P1-P3	62
4.2	Perencanaan Tangga dan Bordes	64
4.2.1	Perencanaan Tangga	64

4.2.2 Perencanaan Bordes.....	70
4.2.3 Perencanaan Balok Utama Tangga.....	76
4.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Tangga	81
4.3 Perencanaan Balok Lift	84
4.4 Perencanaan Balok Anak.....	90
4.4.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap.....	90
4.4.2 Perencanaan Balok Anak Lantai 1-20	94
4.4.3 Perencanaan Balok Anak Lantai P1-P3.....	99
BAB V PEMODELAN STRUKTUR	105
5.1 Penjelasan Umum	105
5.2 <i>Preliminary Design</i>	105
5.2.1 Perencanaan Awal Balok Induk dan Balok Anak <i>Basement</i>	105
5.2.2 Perencanaan Tebal Pelat <i>Basement</i>	106
5.2.4 Perencanaan Awal <i>Shear Wall</i>	113
5.3 Pemodelan Struktur	113
5.3.1 Data Masukan Material pada ETABS 2016	113
5.3.2 Data Masukan Elemen Struktur.....	117
5.3.3 Besaran Massa	119
5.3.4 Lantai Tingkat sebagai Diafragma	120
5.3.5 Pemodelan Struktur 3 Dimensi.....	120
5.4 Pembebanan Struktur Utama	121
5.5 Pembebanan Gempa Dinamis.....	123
5.5.1 Penentuan Klasifikasi Situs	123
5.5.2 Parameter Respon Spektrum Rencana.....	124
5.5.3 Arah Pembebanan.....	127
5.6 Pembebanan P Delta.....	128
5.7 Kombinasi Pembebanan	128
5.8 Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur	130
5.9 Kontrol Desain.....	135
5.9.1 Kontrol Partisipasi Massa.....	135
5.9.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	136
5.9.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum	138
5.9.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>drift</i>)	141
5.9.5 Kontrol Sistem Ganda	146

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	147
6.1 Perencanaan Balok <i>Link</i>	147
6.1.1 Perencanaan Balok <i>Link</i> Arah X.....	147
6.1.2 Perencanaan Pengaku <i>Link</i> Arah X	149
6.1.3 Perencanaan Balok <i>Link</i> Arah Y.....	150
6.1.4 Perencanaan Pengaku <i>Link</i> Arah Y	153
6.2 Perencanaan Balok di Luar <i>Link</i>	154
6.2.1 Perencanaan Balok di Luar <i>Link</i> Arah X	154
6.2.2 Perencanaan Balok di Luar <i>Link</i> Arah Y	157
6.3 Perencanaan <i>Bracing</i>	160
6.3.1 Perencanaan <i>Bracing</i> Arah X	161
6.3.2 Perencanaan <i>Bracing</i> Arah Y	163
6.4 Perencanaan Struktur Balok Induk	165
6.4.1 Balok Induk WF 600x200x11x17 panjang 6 meter.....	165
6.4.2 Balok Induk WF 500x300x11x18 panjang 5 meter.....	174
6.5 Perencanaan Struktur Kolom	182
BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN	189
7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	189
7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	192
7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	192
7.4 Sambungan Batang Bresing.....	195
7.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom	199
7.6 Sambungan Antar Kolom	206
7.7 Sambungan Kolom dengan Baseplate	208
BAB VIII PERENCANAAN BASEMENT	215
8.1 Umum	215
8.2 Pelat	215
8.2.1 Data Perencanaan Pelat.....	215
8.2.2 Pembebanan Pelat.....	216
8.2.3 Penulangan Pelat.....	216
8.3 Perencanaan Balok Anak	220
8.3.1 Pembebanan Balok Anak.....	220
8.3.2 Penulangan Balok Anak	221
8.4 Perencanaan Balok Induk	226

8.4.1 Perencanaan Tulangan Lentur	227
8.4.2 Perencanaan Tulangan Geser.....	230
8.4.3 Perencanaan Tulangan Torsi	235
8.4.4 Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok.....	236
8.4.5 Kontrol Retak Balok.....	237
8.5 Perencanaan Kolom.....	238
8.5.1 Data Perencanaan	238
8.5.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom.....	239
8.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom.....	240
8.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	240
8.5.5 Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”	241
8.5.6 Perencanaan Tulangan Pengekang Kolom	242
8.5.7 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi Kolom	243
8.6 Perencanaan <i>Shear Wall</i>	244
8.6.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser	245
8.6.3 Kebutuhan Jumlah Lapis Tulangan	246
8.6.4 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton ...	246
8.6.5 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser	247
8.6.6 Batas Kuat Geser <i>Shear Wall</i>	248
8.6.7 Kontrol Komponen Batas Khusus	248
8.6.8 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus	249
8.7 Perencanaan <i>Retaining Wall</i>	250
8.7.1 Perhitungan Kedalaman Turap	250
8.7.2 Kontrol <i>Heaving</i>	253
8.7.3 Penentuan Profil Turap	254
BAB IX PERENCANAAN PONDASI	257
9.1 Umum.....	257
9.2 Data Tanah.....	257
9.3 Kombinasi Beban untuk Pondasi.....	258
9.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang.....	261
9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	261
9.4.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang.....	265
9.4.4 Kontrol Kekuatan Tiang	273

9.5 Perencanaan Poer	281
9.5.1 Kontrol Geser Pons pada <i>Pile cap</i>	281
9.5.2 Penulangan <i>Pile cap</i>	284
9.5.3 Penulangan Pile Cap Penopang 4 Kolom	286
9.6 Perencanaan <i>Tie beam</i>	290
9.6.1 Pembebanan <i>Tie beam</i>	291
9.6.2 Penulangan <i>Tie beam</i>	292
BAB X	297
PENUTUP	297
10.1 Kesimpulan	297
10.2 Saran	299
DAFTAR PUSTAKA	301
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-macam bentuk bresing sistem EBF	7
Gambar 2.2	Mekanisme kelelahan pada Struktur Rangka Pengaku Eksentris.....	9
Gambar 2.3	Deformasi yang terjadi pada struktur CBF dan EBF	9
Gambar 2.4	<i>Free Body Diagram</i> dan Gaya pada <i>Link</i>	10
Gambar 2.5	Kekakuan Elastik terhadap variasi e/L pada Dua Konfigurasi EBF	11
Gambar 2.6	Mekanisme Energi Disipasi	14
Gambar 2.7	Penampang Balok Komposit	16
Gambar 2.8	Penampang Kolom Komposit	17
Gambar 3.1	Diagram Alir Perencanaan	22
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	29
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	29
Gambar 3.4	Contoh Sambungan Balok Kolom (<i>End Plate</i>)	50
Gambar 3.5	Pengaruh Momen Arah X dan Y pada Perhitungan Tiang Pancang Kelompok	55
Gambar 3.6	Contoh Konfigurasi Tiang Pancang Kelompok	55
Gambar 4.1	Pelat Lantai Atap	59
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Lantai Atap	61
Gambar 4.3	Pelat Lantai 1-20	61
Gambar 4.4	Penulangan Pelat Lt. 1-20	62
Gambar 4.5	Pelat Lantai Parkir P1-P3	62
Gambar 4.6	Penulangan Pelat Lt. P1-P3	63
Gambar 4.7	Perencanaan Tangga	64
Gambar 4.8	Pengaku Anak Tangga	66
Gambar 4.9	Pembebanan Pengaku Anak Tangga	67
Gambar 4.10	Perencanaan Bordes	72
Gambar 4.11	Pembebanan Balok Utama Tangga	77
Gambar 4.12	Gaya Aksial Balok Utama Tangga	78

Gambar 4.13 Gaya Geser Balok Utama Tangga	78
Gambar 4.14 Momen Balok Utama Tangga.....	78
Gambar 4.15 Lendutan Maksimum Balok Utama Tangga.....	79
Gambar 4.16 Sketsa Pembebanan Balok Penumpu Tangga	81
Gambar 4.17 Bidang Momen Balok Penumpu Tangga.....	82
Gambar 4.18 Bidang Geser Balok Penumpu Tangga.....	82
Gambar 4.19 Lendutan Maksimum yang Terjadi pada Balok Penumpu Tangga	84
Gambar 4.20 Denah Lift.....	84
Gambar 4.21 Potongan Lift	85
Gambar 4.22 Sketsa Pembebanan Balok Lift	86
Gambar 4.23 Posisi M_a , M_b , dan M_c	88
Gambar 4.24 Pembebanan Balok Anak Lantai Atap	90
Gambar 4.25 Denah Pembebanan Balok Anak Lt. 1-20	95
Gambar 4.26 Denah Pembebanan Balok Anak Lt. P1-P3	99
Gambar 5.1 Denah Pelat yang Direncanakan	107
Gambar 5.2 Denah Pembebanan Kolom C-7 Lantai Lobby.....	111
Gambar 5.3 Input Material Beton f_c' 30 MPa.....	114
Gambar 5.4 Input Material Beton f_c' 40 MPa.....	115
Gambar 5.5 Input Material Baja BJ 41	116
Gambar 5.6 Input Material Bondek.....	117
Gambar 5.7 Input Form Elemen Struktur pada ETABS 2016..	118
Gambar 5.8 Pemodelan Kolom Beton Bertulang dalam ETABS 2016	118
Gambar 5.9 (a) Pemodelan Kolom CFT dan (b) Balok WF pada ETABS 2016.....	119
Gambar 5.10 Input Form Mass Source pada ETABS 2016.....	119
Gambar 5.11 Pemodelan Gedung Apartemen Puncak CBD secara 3D dengan Program Bantu ETABS 2016	120
Gambar 5.12 Respon Spektrum Rencana	127
Gambar 5.13 Pembebanan P-Delta.....	128
Gambar 5.14 Kombinasi Pembebanan	129
Gambar 5.15 Simpangan Akibat Gempa Arah X	142
Gambar 5.16 Simpangan Akibat Gempa Arah Y	143
Gambar 6.1 Posisi <i>Link</i> Arah X	147

Gambar 6.2	Gaya Dalam pada Balok <i>Link</i> B249 Lantai 1	147
Gambar 6.3	Pengaku <i>Link</i> Arah X	150
Gambar 6.4	Posisi <i>Link</i> Y arah Y	151
Gambar 6.5	Gaya Dalam pada Balok <i>Link</i> Arah Y	151
Gambar 6.6	Pengaku <i>Link</i> Arah Y	154
Gambar 6.7	Posisi Balok <i>Link</i> yang Direncanakan	154
Gambar 6.8	Gaya Dalam Maksimum pada Balok di Luar <i>Link</i> arah X elemen B414 Lantai 3	155
Gambar 6.9	Posisi Balok di Luar <i>Link</i> Arah Y yang Direncanakan	158
Gambar 6.10	Gaya Dalam Maksimum pada Balok di Luar <i>Link</i> arah Y elemen B447 Lantai P2	158
Gambar 6.11	Denah Bracing Arah X	161
Gambar 6.12	Denah Bracing Arah Y	163
Gambar 6.13	Gaya Dalam Sebelum Komposit pada Balok BI-P-10	166
Gambar 6.14	Lendutan Maksimum pada Balok Induk Profil WF 600x200x11x17 Sebelum Komposit	168
Gambar 6.15	Gaya Dalam Setelah Komposit pada Balok pada Balok Induk Profil WF 600x200x11x17 ...	167
Gambar 6.16	Jarak-jarak Gaya yang Bekerja pada balok komposit WF 600x200x11x17	170
Gambar 6.17	Lendutan Maksimum pada Balok Induk Profil WF 600x200x11x17 Setelah Komposit	174
Gambar 6.18	Gaya Dalam Sebelum Komposit pada Balok Induk WF 500x300x11x18	175
Gambar 6.19	Lendutan Maksimum WF 500x300x11x18 Sebelum Komposit	176
Gambar 6.20	Gaya Dalam Setelah Komposit pada Balok Induk WF 500x300x11x18	176
Gambar 6.21	Jarak-jarak Gaya yang Bekerja Setelah Komposit pada Balok Induk WF 500x300x11x18	178
Gambar 6.22	Lendutan Maksimum WF 500x300x11x18 Setelah Komposit	181

Gambar 6.23	Penampang CFT 600x600x25x25	182
Gambar 7.1	Detail Pelat Siku Pada Balok Induk	191
Gambar 7.2	Sambungan Balok Anak dan Balok Induk	192
Gambar 7.3	(A) Detail A, (B) Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk.....	192
Gambar 7.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.....	195
Gambar 7.4	Sambungan Pada Daerah Link	196
Gambar 7.5	Sambungan Bresing bagian Bawah	196
Gambar 7.6	Gambar Sambungan Balok Induk-Kolom	200
Gambar 7.7	Diagram Geser Balok Induk WF 600x200x11x17	201
Gambar 7.8	Gaya dalam pada kolom C44	206
Gambar 7.9	Sambungan antar Kolom	208
Gambar 7.10	Baseplate	213
Gambar 8.1	Denah Kolom Balok Lantai Lobby	215
Gambar 8.2	Momen Pelat Lantai di Daerah Tumpuan dan Lapangan	217
Gambar 8.3	(a) Tulangan Tumpuan, (b) Tulangan Lapangan Balok Anak 25/40.....	225
Gambar 8.4	Momen tumpuan BI 45/65.....	227
Gambar 8.5	Momen lapangan BI 45/65	227
Gambar 8.6	(a) Tulangan Tumpuan, (b) Tulangan Lapangan BI 45/65.....	238
Gambar 8.7	Diagram Interaksi Aksial vs. Momen Kolom....	240
Gambar 8.8	Lokasi Dinding Geser yang Direncanakan.....	244
Gambar 8.9	Tampak Atas <i>Shear Wall</i> 1.....	245
Gambar 8.10	Sketsa Turap	250
Gambar 8.11	Diagram Tegangan Horizontal Turap.....	252
Gambar 8.12	(a) Gaya pada turap (ton); (b) Momen pada turap (ton.m).....	255
Gambar 8.13	Dimensi Profil Turap Baja NS-SP-50 H	255
Gambar 9.1	Denah Perencanaan Pondasi.....	257
Gambar 9.2	Grafik Daya Dukung Ijin Aksial Tekan Tiang Tunggal D60.....	264

Gambar 9.3	Kelompok Tiang PC 4.....	266
Gambar 9.4	Diagram Gaya Lateral Tiang.....	273
Gambar 9.5	<i>Immediate Settlement of Isolate Footing</i>	276
Gambar 9.6	<i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i>	277
Gambar 9.7	Bidang Kritis Geser Pons 1 Arah pada PC 4.....	281
Gambar 9.8	Bidang Kritis Geser Pons 2 Arah pada PC 4.....	282
Gambar 9.9	Bidang Geser akibat 1 tiang pada PC 4.....	284
Gambar 9.10	Area Momen <i>Pile cap</i> PC 4.....	284
Gambar 9.11	Gaya-Gaya yang Bekerja pada <i>Pile</i> PC 4.....	285
Gambar 9.12	Penulangan Pile Cap PC 4.....	286
Gambar 9.13	Denah Tiang Pancang PC 25.....	287
Gambar 9.14	Bidang Kritis Geser Pons 2 Arah pada PC 25.....	288
Gambar 9.15	Diagram Momen pada Pile Cap PC 25	289
Gambar 9.16	Denah Pembebanan Akibat Uplift.....	292
Gambar 9.17	Penampang Melintang Balok <i>Tie beam</i>	296

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan Panjang <i>Link</i>	12
Tabel 2.2	Klasifikasi jarak pengaku badan	13
Tabel 3.1	Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung.....	24
Tabel 3.2	Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum	25
Tabel 3.3	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	26
Tabel 3.4	Koefisien Situs F_a	30
Tabel 3.5	Koefisien Situs F_v	30
Tabel 3.6	Klasifikasi Situs	32
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gempa	32
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek	33
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik.....	33
Tabel 3.10	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	35
Tabel 3.11	Jarak Tepi Minimum.....	50
Tabel 4.1	Rekapitulasi Perencanaan Pelat	64
Tabel 4.2	Dimensi Standar Lift Dan Reaksi	85
Tabel 4.3	Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Atap	94
Tabel 4.4	Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lt. 1-20	99
Tabel 4.5	Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lt. P1-P3 ..	103
Tabel 5.1	Rekapitulasi Dimensi Awal Balok.....	106
Tabel 5.2	Perhitungan Beban Hidup pada Luas Tributari Kolom C-7	111
Tabel 5.3	Perhitungan Beban Mati pada Luas Tributari Kolom C-7	112
Tabel 5.4	Rekapitulasi Dimensi Awal <i>Shear Wall</i>	113
Tabel 5.5	Rekap Nilai NSPT tiap 2 meter	123
Tabel 5.6	Respon Spektrum Rencana	127

Tabel 5.7	Beban Superdead	130
Tabel 5.8	Berat Dinding Bata	130
Tabel 5.9	Berat Bondek dan Pelat Beton	131
Tabel 5.10	Berat Balok Profil WF	131
Tabel 5.11	Berat Balok Beton Bertulang	132
Tabel 5.12	Berat Shear Wall	133
Tabel 5.13	Perhitungan Berat Kolom.....	133
Tabel 5.14	Perhitungan Beban Hidup	133
Tabel 5.15	Perhitungan Berat Struktur Total	134
Tabel 5.16	Output ETABS 2016 dari Kombinasi Beban 1D+1L.....	134
Tabel 5.17	Rasio Partisipasi Massa Apartemen Puncak CBD.....	136
Tabel 5.18	Output ETABS 2016 dari Kombinasi Beban 1D+0,25L.....	139
Tabel 5.19	Reaksi pada Perletakan	139
Tabel 5.20	Reaksi pada Perletakan setelah Dikalikan Faktor	141
Tabel 5.21	Kontrol Simpangan Gempa Arah X.....	143
Tabel 5.22	Kontrol Simpangan Arah Y	144
Tabel 5.23	Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul Akibat Gempa Arah X dan Arah Y	146
Tabel 6.1	Rekapitulasi Dimensi Kolom CFT	187
Tabel 7.1	Rekapitulasi Balok Induk dan Balok Anak.....	189
Tabel 8.1	Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Lobby	219
Tabel 8.2	Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Basement	219
Tabel 8.3	Rekapitulasi Data Tanah	251
Tabel 8.4	Perhitungan K_a dan K_p	251
Tabel 8.5	Tegangan Vertikal dan Horizontal Tanah Aktif...	251
Tabel 8.6	Tegangan Vertikal dan Horizontal Tanah Pasif ...	252
Tabel 8.7	Momen pada Turap	252
Tabel 8.8	<i>Modulus of Subgrade Reaction</i>	254
Tabel 9.1	<i>Joint reaction</i> pada PC 4.....	258
Tabel 9.2	<i>Joint reaction</i> pada PC 4A.....	259

Tabel 9.3	<i>Joint reaction</i> pada PC 5.....	259
Tabel 9.4	<i>Joint reaction</i> pada PC 6.....	260
Tabel 9.5	<i>Joint reaction</i> pada PC 25.....	260
Tabel 9.6	<i>Joint reaction</i> pada PC 36.....	261
Tabel 9.7	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 4..	267
Tabel 9.8	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 4A.....	267
Tabel 9.9	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 5.....	268
Tabel 9.10	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 6.....	268
Tabel 9.11	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 25.....	269
Tabel 9.12	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 36.....	269
Tabel 9.13	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 4	270
Tabel 9.14	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 4A.....	271
Tabel 9.15	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 5	271
Tabel 9.16	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 6	272
Tabel 9.17	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 25	272
Tabel 9.18	Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 36	273
Tabel 9.19	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 4	278
Tabel 9.20	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 4A.....	278
Tabel 9.21	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 5	279
Tabel 9.22	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 6	279

Tabel 9.23	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 25.....	280
Tabel 9.24	Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 36.....	280
Tabel 9.25	Rekapitulasi Penulangan Lentur <i>Tie Beam</i>	296
Tabel 9.26	Rekapitulasi Penulangan Geser <i>Tie Beam</i>	296

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara berkembang yang sedang gencar-gencarnya melakukan pembangunan infrastruktur di berbagai sektor. Pembangunan gedung-gedung bertingkat yang berfungsi sebagai hotel, apartemen, perkantoran maupun pusat perbelanjaan semakin meningkat tiap tahunnya. Di sisi lain, Indonesia merupakan daerah rawan gempa. Hal ini menjadi tantangan tersendiri bagi para insinyur bangunan untuk merencanakan gedung yang tahan terhadap gempa mengingat kerusakan yang diakibatkan oleh bencana gempa bumi dapat menyebabkan penderitaan, kehilangan harta benda bahkan nyawa.

Pada umumnya, konstruksi di Indonesia menggunakan struktur beton bertulang yang menggabungkan beton dan tulangan baja. Beton yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi berfungsi untuk memikul gaya tekan yang terjadi pada komponen struktur, sedangkan baja yang memiliki kekuatan tarik yang tinggi digunakan pada bagian yang mengalami tarik sehingga beton dan baja dapat bekerja sama untuk menahan gaya luar yang terjadi. Bangunan-bangunan dengan struktur komposit terutama yang menggunakan baja struktural cenderung memiliki kekuatan yang lebih besar dan berperilaku lebih baik dalam menahan gaya lateral akibat gaya gempa dan angin.

Penggunaan struktur baja komposit untuk gedung-gedung di Indonesia masih jarang digunakan padahal struktur baja komposit memiliki ketahanan terhadap gempa yang lebih tinggi dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Kolom komposit yang terbentuk dari profil hollow persegi baja yang diisi dengan beton struktural atau yang biasa disebut *Column Filled-Steel Tube* (CFT) diharapkan mampu menjadi suatu alternatif yang dapat diandalkan untuk meningkatkan kekuatan struktur bangunan dengan biaya yang ekonomis dan pengerjaan yang lebih cepat karena dalam proses pengerjaan konstruksi tersebut tidak

memerlukan tulangan sengkang dan bekisting lagi. Selain itu, keunggulan lain dari CFT adalah tidak terjadinya pengelupasan selimut beton (*spalling*).

Kekakuan struktur bisa ditingkatkan dengan menambahkan bresing atau pengaku untuk menahan gempa. Ada beberapa jenis sistem struktur penahan gempa contohnya struktur rangka penahan momen atau *Moment Resisting Frame* (MRF) dan sistem struktur rangka berpengaku atau *braced frames*.

Sistem struktur *braced frames* memiliki elemen bresing atau pengaku untuk meningkatkan kekakuan strukturnya. Sistem ini lebih kaku dibandingkan dengan sistem MRF. Sistem struktur *braced frames* terbagi menjadi 2 yaitu sistem rangka berpengaku konsentris atau *Concentrically Braced Frames* (CBF) dan sistem rangka berpengaku eksentris atau *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Secara umum, sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang tinggi karena adanya bresing diagonal yang berfungsi untuk menahan gaya lateral pada struktur dan menyebabkan deformasi yang kecil namun daktilitas sistem struktur CBF rendah karena terbatasnya deformasi yang terjadi. Selain itu, bresing dapat mengalami tekuk bila menerima beban lateral berlebih sehingga menyebabkan kekakuan dan kapasitas penyerapan energinya akan hilang.

Sistem struktur EBF merupakan sistem hasil kombinasi dari keunggulan antara sistem MRF dan CBF yaitu daktilitas dan kekakuan yang tinggi serta meminimalisir kekurangan yang terdapat pada sistem MRF dan CBF yaitu dengan mengurangi perilaku inelastis dan mampu menahan pengaku tetap elastis tanpa mengalami tekuk serta memiliki kekakuan lateral yang besar saat terjadi gempa. Elemen penting dari sistem EBF adalah *link* yang berupa elemen balok pendek. *Link* merupakan elemen struktur yang direncanakan bersifat inelastik serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi gaya lateral yang mana fungsi dari *link* ini adalah untuk menyerap energi gempa. Sistem EBF memiliki dua mekanisme leleh yaitu leleh geser dan leleh lentur, tergantung dari panjang *link* (e) yang dipakai. Dengan

kata lain, elemen struktur di luar *link* direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan pada bagian *link* direncanakan untuk berperilaku inelastis supaya dapat berdeformasi saat terjadi gaya lateral.

Berdasarkan pemaparan di atas tugas akhir ini akan berkonsentrasi untuk memodifikasi Gedung Apartemen Puncak CBD yang akan dibangun di lokasi rawan gempa yaitu Lampung dengan sistem struktur baja komposit yang berpengaku eksentris.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, rumusan masalah yang dapat diangkat adalah sebagai berikut.

1.2.1 Permasalahan utama

Bagaimana merencanakan modifikasi struktur Apartemen Puncak CBD dengan menggunakan struktur baja komposit dan sistem rangka pengaku eksentris?

1.2.2 Rincian permasalahan

Berdasarkan permasalahan utama di atas, maka permasalahan tersebut dapat diuraikan sebagai berikut.

1. Bagaimana *preliminary design* penampang struktur baja komposit?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga?
3. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom?
4. Bagaimana asumsi pembebanan setelah adanya modifikasi?
5. Bagaimana pemodelan dan analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS 2016 ?
6. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perancangan struktur, yaitu kekuatan, kekakuan dan stabilitas?
7. Bagaimana merencanakan pengaku eksentris dan *link*?
8. Bagaimana merencanakan pondasi dan *poer*?
9. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan ke dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang ada dalam modifikasi perencanaan Gedung Apartemen Puncak CBD dengan struktur komposit baja beton dengan pengaku eksentris, yaitu:

1. Perencanaan kolom komposit menggunakan tipe *Concrete Filled-Steel Tube* (CFT).
2. Perencanaan pelat lantai menggunakan bondek.
3. Tidak menghitung analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan.
4. Tidak mempertimbangkan segi arsitektural.
5. Perencanaan tidak meliputi instalasi *mechanical, electrical, plumbing* dan *sanitair*.
6. Permodelan dan analisa struktur dilakukan dengan program bantu ETABS 2016 dan penggambaran dengan program bantu AutoCAD 2018.

1.4 Tujuan

Adapun tujuan yang diharapkan dari perencanaan struktur gedung ini antara lain:

1. Menentukan *preliminary design* penampang struktur baja komposit.
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga
3. Merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom.
4. Menentukan asumsi pembebanan setelah adanya modifikasi.
5. Memodelkan dan analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS 2016.
6. Merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perancangan struktur, yaitu kekuatan, kekakuan dan stabilitas.
7. Merencanakan pengaku eksentris dan *link*.
8. Merencanakan pondasi dan *poer*.

9. Menggambarkan hasil perencanaan dan perhitungan ke dalam bentuk gambar teknik.

1.5 Manfaat

Manfaat dari modifikasi ini antara lain.

1. Sebagai bentuk penerapan dari ilmu yang didapat selama di bangku perkuliahan.
2. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan sistem rangka pengaku eksentris.
3. Memberi alternatif sistem struktur yang tahan gempa.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

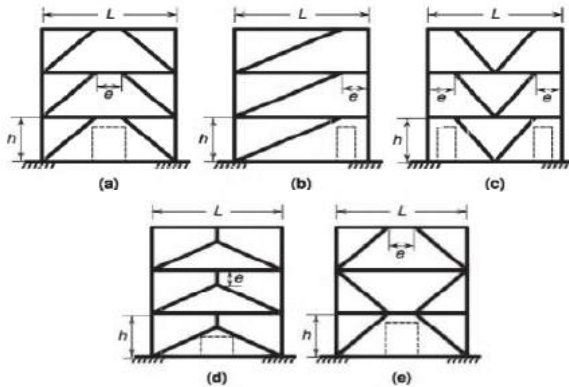
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Sistem Rangka Pengaku Eksentris

2.1.1 Pengertian

Sistem Rangka Pengaku Eksentris (SRPE) adalah suatu sistem rangka dimana beban aksial disalurkan dari pengaku ke kolom atau ke pengaku lain melalui segmen kecil pada balok. Segmen kecil pada balok yang mampu mendisipasi gaya gempa untuk menjaga kestabilan gedung disebut “*link*”. *Link* berfungsi sebagai pengaman struktur yang menjaga komponen lain pada struktur tetap aman. Kolom, balok, pengaku pada sistem rangka eksentris didesain agar tidak putus pada kondisi pembebanan ekstrim. Hasil desain ini yang menjadi acuan dalam perencanaan kapasitas beban ultimet *link* sehingga *link* didesain sebagai komponen yang paling lemah yang akan rusak terlebih dahulu.



Gambar 2.1 Macam-macam bentuk bresing sistem EBF : (a) Inverted V-Braced (b) Diagonal Braced (c) V-Braced (d) Inverted Y-Braced (e) X-Braced
(Bruneau, dkk, 2011)

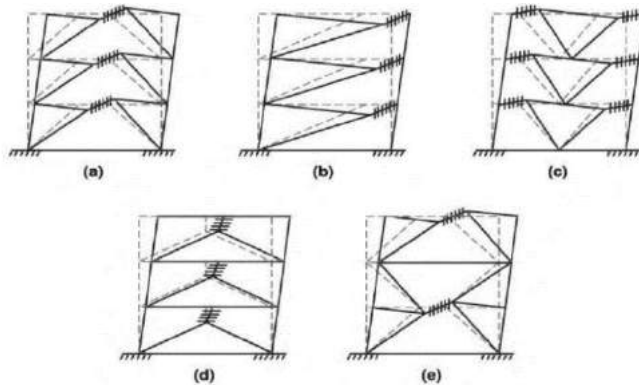
2.1.2 Konsep Perencanaan Struktur SRPE

Dalam mendesain Struktur Rangka Pengaku Eksentris (SPRE) ada beberapa ketentuan yang dapat dipenuhi untuk mendapat kekuatan struktur yang layak:

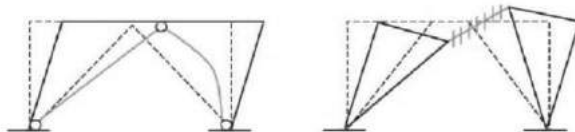
1. Tiga variabel yang harus direncanakan dengan baik adalah konfigurasi pengaku, panjang *link*, dan profil *link* yang dipakai (Becker, 1996)
2. *Link* adalah elemen terlemah dari Sistem Rangka Pengaku Eksentris, dan berfungsi sebagai “*fuse*” atau sikring yang melindungi komponen lain dari struktur untuk tidak runtuh terlebih dahulu sehingga elemen struktur yang lain seperti balok, kolom, dan sambungan harus lebih kuat dari *link* (Engelhardt, 2007)
3. Dapat memasang *stiffner* dan pengaku lateral untuk menambah daktilitas (Engelhardt, 2007)
4. Pengecekan pada *link* harus dilakukan untuk memenuhi kriteria daktilitas yang diperlukan
5. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai Tabel 15.7-1 (SNI 03-1729-2002)
6. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa (SNI 03-1729-2002)
7. Mendesain SRPE sesuai dengan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13

Desain SRPE direncanakan untuk dapat menahan beban lateral gempa tanpa mengalami keruntuhan. Mekanisme plastis pada SRPE dapat dilihat pada Gambar 2.2. Kelelehan terjadi pada bagian dari balok yaitu *link* dan elemen lain dari struktur seperti balok dan kolom tetap dalam kondisi elastis. Pada Gambar 2.3, terdapat perbandingan Sistem Rangka Pengaku Konsentris dan Sistem Rangka Pengaku Eksentris dalam menerima beban lateral gempa. Pada Sistem Rangka konsentris, pengaku didesain sebagai bagian yang paling lemah atau “*fuse*” struktur. Pada sistem Sistem Rangka Eksentris, *link* menjadi bagian dari balok yang paling lemah untuk menjadi “*fuse*” dari struktur dan harus direncanakan dengan baik sesuai beban lateral gempa yang ada sehingga

kekuatan dan daktilitasnya sesuai kebutuhan. Bagian elemen lain dari struktur direncanakan sesuai standard pembebanan gempa untuk tetap dalam kondisi elastis saat gempa (Bruneau, dkk, 2011)



Gambar 2.2 Mekanisme kelelahan pada Struktur Rangka Pengaku Eksentris : (a) Inverted V-Braced (b) Diagonal Braced (c) V-Braced (d) Inverted Y-Braced (e) X-Braced (Bruneau, dkk, 2011)



Gambar 2.3 Deformasi yang terjadi pada struktur CBF dan EBF (a) CBF (b) EBF (Bruneau, dkk, 2011)

2.1.3 Gaya pada *Link*

Gaya-gaya yang bekerja pada *link* dan hubungan antar momen dan geser pada *link* berdasarkan titik keseimbangan statis (*static equilibrium*) dapat dilihat pada Gambar 2.4, yaitu pada saat momen pada ujung-ujung *link* sama besar $M_A = M_B = M$, maka didapatkan persamaan $V_e = 2M$. Pada kasus ini *link* diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat *strain hardening*

dan tidak ada interaksi antara momen dan geser. Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan dengan persamaan 2.1.

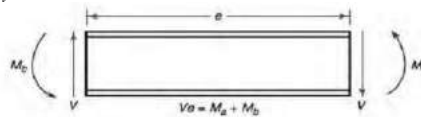
$$e = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2.1)$$

Di mana:

e = panjang *link*

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (2.2)$$

$$V_p = 0,6 \cdot F_y \cdot d \cdot t_w \quad (2.3)$$



Gambar 2.4 Free Body Diagram dan Gaya pada *Link*
(Bruneau, dkk, 2011)

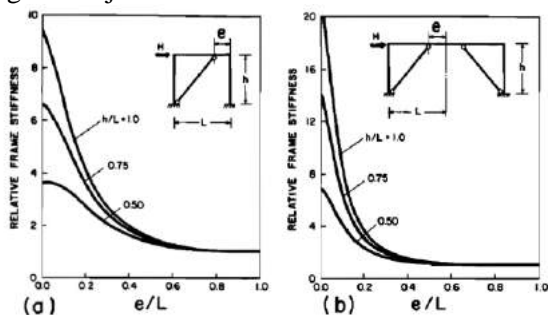
2.1.4 Mekanisme Keruntuhan *Link*

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek, gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis, V_p , sebelum momen ujung mencapai momen plastis, M_p , dan *link* leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktail dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan *buckling* terjadi pada web (Yurisman, 2010).

Untuk *link* yang lebih panjang, momen ujung M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada *link* panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya *buckling* pada sayap (flens), *compression buckling* pada badan (web) dan atau lateral torsional *buckling*. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung *link* maka besar kemungkinan terjadinya *fracture* pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Yurisman, 2010)

2.1.5 Panjang Elemen *Link* Beam

Link beam berfungsi sebagai sekring gempa yang bersifat daktail dan menyerap energi gempa yang bekerja pada bangunan. Panjang dari elemen *link* akan menentukan mekanisme leleh dan kegagalan ultimate yang terjadi pada elemen *link*. Secara umum terdapat 2 jenis *link* berdasarkan panjang *link*nya, yaitu *link* geser (*short link*) dan *link* lentur (*long link*). *Link* geser mengalami leleh disebabkan oleh gaya geser sedangkan *link* lentur mengalami leleh karena momen lentur. Panjang dari elemen *link* merupakan faktor penting untuk menentukan perilaku inelastik elemen *link*. Pada *link* geser, gaya geser yang mencapai keadaan plastis (V_p) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas moemn plastisnya dan *link* mengalami leleh dalam geser. Sebaliknya, pada *link* lentur, momen plastis (M_p) tercapai terlebih dahulu sebelum kelelahan geser terjadi.



Gambar 2.5 Kekakuan Elastik terhadap variasi e/L pada dua konfigurasi EBF (a) Diagonal-Braced (b) Inverted V-Braced (Popov, dkk, 1987)

Berdasarkan gambar di atas, nilai rasio $e/L = 0$ memiliki kekakuan yang tinggi dan ini sesuai dengan konsep CBF, sedangkan untuk nilai $e/L = 1$ maka nilai kekakuannya semakin renah dan sesuai dengan konsep MRF. Untuk itu perlu batasan panjang *link* agar kekakuan dan deformasi inelastik *link* tidak berlebihan. Berikut klasifikasi perbedaan panjang *link* berdasarkan AISC dalam tabel 2.1

Tabel 2.1 Perbedaan Panjang *Link*

No	Panjang <i>Link</i>	Jenis <i>Link</i>	Keterangan
1	$e \leq 1,6M_p/V_p$	Geser Murni	Kelelahan pada jenis ini didominasi oleh geser
2	$1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6 M_p/V_p$	Dominan Geser	Kelelahan pada <i>link</i> merupakan kombinasi antara geser dan lentur
3	$2,6 M_p/V_p \leq e \leq 5 M_p/V_p$	Dominan Lentur	Kelelahan pada <i>link</i> merupakan kombinasi antara geser dan lentur
4	$e \geq 5 M_p/V_p$	Lentur Murni	Kelelahan pada jenis ini didominasi oleh lentur

(Sumber: ANSI/AISC 341-10)

2.1.6 Hubungan Pengaku dan Sudut Rotasi terhadap Kinerja *Link*

Pengaku setinggi badan penuh diperlukan pada sisi-sisi ujung *link* agar bisa mentransfer gaya geser sebaik mungkin tanpa terjadi tekuk badan. Untuk *link* yang berperilaku sebagai *link* geser/pendek, jarak maksimum pengaku badan bagian tengah sangat tergantung pada besaran sudut rotasi *link*. Semakin besar sudut rotasi *link* maka akan semakin rapat pengakunya. Pengaku badan bagian tengah pada *link* geser ini berfungsi untuk memperlambat terjadinya tekuk geser inelastik pada badan. Sedangkan untuk *link* yang berperilaku sebagai *link* lentur/panjang, pengaku badan bagian tengah berfungsi untuk membatasi penurunan kekuatan yang disebabkan tekuk lokal pelat sayap (*flange local buckling*) dan tekuk lateral torsi.

AISC 2005 mendefinisikan sudut rotasi *link* (*link rotation angle*) adalah sudut inelastik diantara *link* dan balok diluar *link* ketika total drift (simpangan) tingkat sama dengan simpangan tingkat desain. Sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a) 0,08 radian untuk *link* yang panjangnya $1,6M_p / V_p$ atau kurang
- b) 0,02 radian untuk *link* yang panjangnya $2,6M_p / V_p$ atau lebih
- c) Untuk *link* yang panjangnya antara $1,6M_p / V_p$ dan $2,6M_p / V_p$ ditentukan dengan cara interpolasi linier

Tabel 2.2 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan

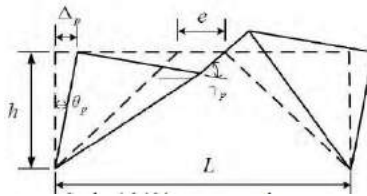
No	Panjang link	Jenis Link	Rotasi	Jarak Pengaku
				Maksimum
1	$e \leq \frac{1,6 \times M_p}{V_p}$	Geser	0,08	$30.t_w - d/5$
		Murni	$< 0,02$	$52.t_w - d/5$
2	$\frac{1,6 \times M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6 \times M_p}{V_p}$	Dominan Geser		1 dan 3 dipenuhi
3	$\frac{2,6 \times M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5 \times M_p}{V_p}$	Dominan Lentur	0,02	1,5 bf dari tiap ujung link
4	$e > \frac{5 \times M_p}{V_p}$	Lentur Murni		Tidak memerlukan

Sumber: Chao & Goel, 2005

Untuk ketebalan *web stiffeners* pada ujung dan tengah *link beam*, yaitu *intermediate web stiffeners* haruslah terpasang *full depth* untuk tinggi penampang *link* yang kurang dari 25 inch (635 mm) dan hanya diperlukan pada satu sisi saja (sisi depan) pada *link web*. Ketebalan pengaku pada satu sisi tersebut tidak boleh kurang dari t_w atau 3/8 inch (10 mm) dan lebarnya tidak kurang dari $b_f/2 - t_w$.

2.1.7 Mekanisme Energi Disipasi pada *Link*

Berdasarkan hasil kajian oleh Moestopo, et al, 2009, deformasi inelastik yang terjadi pada *link* ditunjukkan oleh besarnya sudut rotasi inelastik *link*, γ_p , yang akan semakin besarnya pada *link* yang semakin pendek. Arah dan gaya-gaya yang bekerja pada elemen *link* dapat ditunjukkan pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Mekanisme Energi Disipasi
(Chao & Goel, 2005)

Menurut Engelhart (2007), pada desain struktur SRPE perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (mekanisme kehancuran). Gambar 2.5 menunjukkan mekanisme kehancuran dari SRPE. Dari gambar ini dapat disimpulkan SRPE membutuhkan rotasi *link* yang lebih besar dari θ_p dengan perumusan

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.4)$$

di mana:

γ_p = rotasi *link*

L = panjang balok

e = panjang *link*

θ_p = besar penyimpangan struktur

2.2 Balok

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya dan hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel & Limbrunner, 1998)

Sebuah balok komposit (*composite beam*) adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan (Bowles, 1980). Beberapa jenis balok komposit antara lain :

- a. Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi.

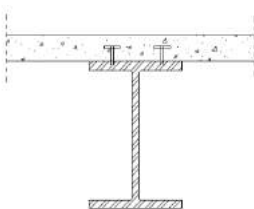
b. Balok komposit parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton.

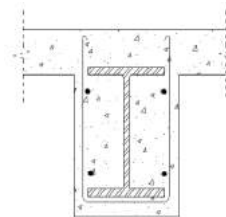
c. Balok baja yang diberi selubung beton

Walaupun tidak diberi angker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal berikut terpenuhi.

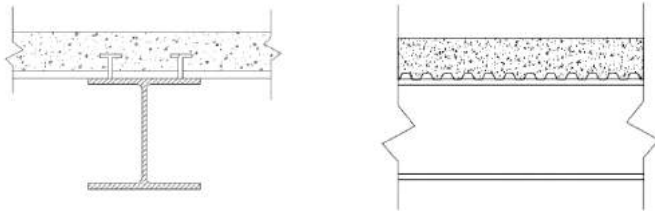
1. Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm, kecuali yang disebutkan pada butir ke-2 di bawah.
2. Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah plat.
3. Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.



a) Balok komposit
(tanpa deck)



b) Balok baja diberi
selubung beton



c) Balok komposit
(dengan deck)

d) Balok komposit
(dengan deck)

Gambar 2.7 Penampang Balok Komposit

2.3 Kolom Komposit

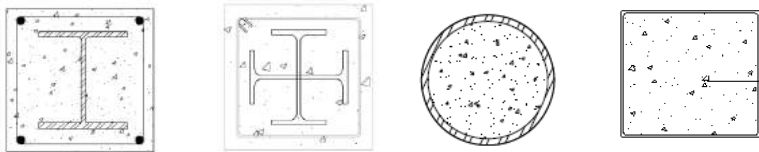
Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (*rolled*) *built-up* dan dicor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Johnson, 1996).

Kolom adalah elemen penting yang ikut mendukung gaya tekan aksial pada suatu bangunan. Batang yang ditinjau adalah kolom baja tunggal, baja majemuk dan kolom komposit dengan tampang yang ekonomis. Konstruksi kolom, sebagaimana dibahas dalam penulisan laporan tugas akhir ini adalah kolom yang terdiri dari baja, kanal dan kolom komposit antara beton dengan profil baja IWF yang mengalami beban aksial. Gaya aksial tekan merupakan gaya yang utama dalam menyebabkan tekuk batang (kolom). Dalam menganalisis pengaruh tersebut digunakan perumusan dasar yang sederhana dan umum dijumpai dalam mekanika teknik. Asumsinya juga diambil sesederhana mungkin sehingga mudah dimengerti. Jika beban yang bekerja pada kolom ditambah besarnya secara berangsur-angsur, maka akan mengakibatkan kolom mengalami lenturan lateral dan kemudian mengalami keruntuhan akibat terjadinya lenturan tersebut. Beban yang mengakibatkan terjadinya lentur lateral pada kolom disebut beban kritis dan merupakan beban maksimum yang masih dapat ditahan oleh kolom dengan aman. Pada penulisan tugas akhir ini didapat, kolom yang paling besar P_{cr} nya adalah pada kolom

tampang komposit. Dalam tulisan ini juga, perletakan yang paling maksimum P_{cr} nya pada perletakan jepit-jepit disamping itu kolom yang paling kecil bahaya tekuknya pada bentang yang terpendek (Sanci Barus, 2008).

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).



a) Profil IWF dibungkus beton b) Profil King Cross c) Pipa baja berintikan beton d) Profil kotak berintikan beton

Gambar 2.8 Penampang Kolom Komposit

Kolom *Concrete Filled-Steel Tube* (CFT) merupakan kolom dengan tabung baja berintikan beton. Kolom CFT tidak hanya meningkatkan kekuatan tapi juga nilai ekonomis pelaksanaan yang lebih cepat (Zeghiche dan Chaoui, 2005). Saat ini CFT semakin banyak digunakan dalam konstruksi bangunan karena memiliki sifat statis dan tahan gempa yang sangat baik seperti kekuatan tinggi, daktilitas tinggi, kapasitas penyerapan energi yang besar, kekakuan lentur, dan lain-lain (Darshika, 2014). Selain itu, beberapa keuntungan dari CFT menurut Morino et al (2001) adalah sebagai berikut:

1. Interaksi antara pipa baja dan beton
 - a. Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.

- b. Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
 - c. Penyusutan dan retak dari beton akan jauh lebih kecil dan beton bertulang.
- 2. Penampang
 - a. Rasio baja CFT jauh lebih banyak dari beton bertulang
 - b. Baja dari penampang CFT berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang
- 3. Efisiensi Konstruksi
 - a. Tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan menghemat biaya konstruksi.
 - b. Tempat konstruksi tetap terjaga bersih.
- 4. Tahan Kebakaran
 - a. Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi material tahan api.

Kolom Komposit baik itu kolom baja berselebung beton atau kolom baja berintikan beton merupakan suatu solusi hemat untuk kasus dimana kapasitas beban tambahan yang diinginkan lebih besar dibandingkan dengan penggunaan kolom baja sendiri. Kolom komposit juga menjadi solusi yang efektif untuk berbagai permasalahan yang di ada pada desain praktis. Salah satunya, yaitu jika beban yang terjadi pada struktur kolom sangatlah besar, maka penambahan material beton pada struktur kolom dapat memikul beban yang terjadi, sehingga ukuran profil baja tidak perlu diperbesar lagi (Roberto Leon, Larry Griffis, 2005).

2.4 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas,

keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi. Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi:

1. Pondasi dangkal (*shallow foundation*)

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi telapak

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.

c. Pondasi rakit (*raft foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya.

2. Pondasi dalam (*deep foundation*)

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

a. Pondasi sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.

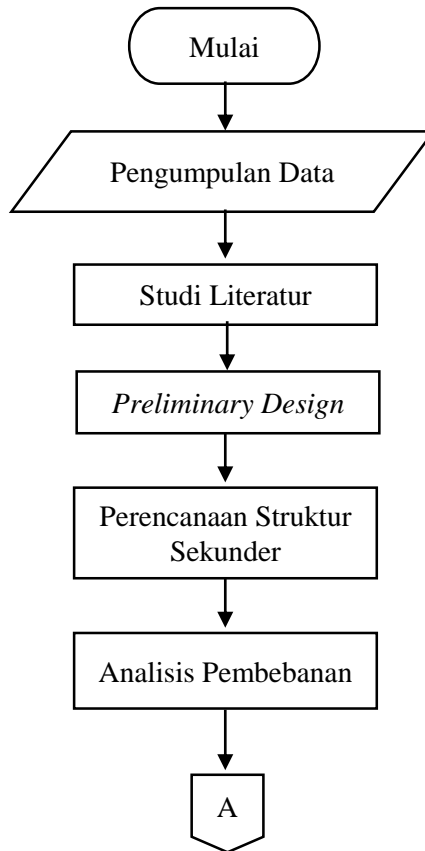
b. Pondasi tiang (*pile foundation*)

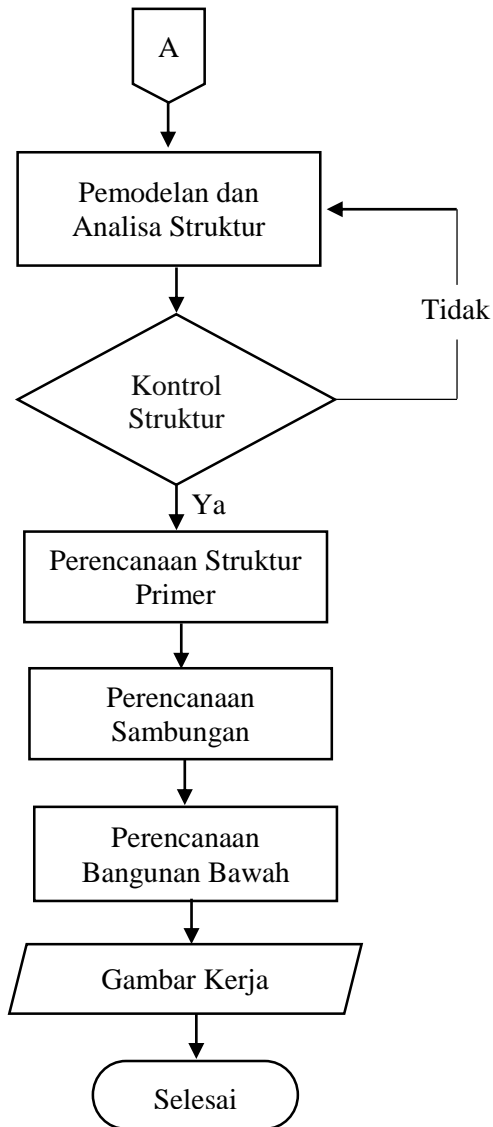
Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran.

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alur Perencanaan

Metodologi ini akan menguraikan serta menjelaskan secara rinci urutan penyelesaian perencanaan struktur baja dengan *Concrete Filled Tube* dan *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Adapun langkah-langkah penyelesaiannya dapat dilihat pada diagram alir sebagai berikut:





Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan

3.2 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit dengan menggunakan sistem rangka dengan bresing eksentris.

3.3 Variabel Desain

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur baja komposit jenis *Concrete Filled-Steel Tube* (CFT) dengan Rangka Pengaku Eksentris (EBF) jenis *Inverted V-Braced* dan berpondasi tiang pancang.

3.4 Preliminary Design

Pada tahap *preliminary design* dilakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur pada gedung, penentuan bahan, material struktur dan CFT serta EBF. Berikut data spesifikasi struktur Apartemen Puncak CBD:

1. Nama gedung : Apartemen Puncak CBD
2. Lokasi : Surabaya
3. Fungsi : Apartemen
4. Struktur utama : Struktur Beton Bertulang
5. Tinggi gedung : 126,75 m
6. Jumlah lantai : 43 lantai

Adapun tugas akhir ini akan merencanakan modifikasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

7. Nama gedung : Apartemen Puncak CBD
8. Lokasi : Lampung
9. Fungsi : Apartemen
10. Struktur utama : Baja komposit (CFT)
11. Sistem struktur : *Inverted V-Braced* EBF
12. Rencana pondasi : Tiang Pancang
13. Tinggi gedung : 75,1 m
14. Jumlah lantai : 25 lantai
15. Jumlah *basement* : 1 lantai
16. Data material :

17. Profil kolom : Profil *Built Up Hollow Square Steel* (BJ 41)
 $f_y=250$ MPa; $f_u= 410$ MPa
18. Profil balok : Profil WF (BJ 41)
 $f_y=250$ MPa; $f_u= 410$ MPa
19. Profil *bracing* : Profil WF (BJ 41)
 $f_y=250$ MPa; $f_u= 410$ MPa
20. Data tanah : Hasil NSPT untuk perencanaan pondasi

3.5 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan, dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut, sehingga diperlukan suatu pendekatan yang mendekati keadaan sesungguhnya. Berikut jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan.

3.5.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727:2013). Beban mati dihitung berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPPURG 1987. Berat sendiri bangunan dan komponen gedung dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan, per cm tebal dari semen	21 kg/m ³
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ³
Dinding bata ringan tebal 10 cm	60 kg/m ³
Plafond	11 kg/m ³

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Penggantung langit-langit	7 kg/m ³
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ³

Sumber : PPPURG 1987

3.5.2. Beban Hidup

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut (PPPURG 1987). Beban hidup dihitung berdasarkan SNI 1727:2013 sesuai dengan beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 3.2

Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	0,48	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	0,96	
Loteng yang dapat didiami dengan ruang tidur	1,44	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	1,92	
Atap datar, berbubung, dan lengkung	0,96	0,89
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup	
Gudang ringan	6,00	
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	4,79	

(Sumber : SNI 1727:2013)

3.5.3. Beban Gempa (SNI 1726:2012)

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Langkah-langkah menentukan beban gempa adalah sebagai berikut:

1. Menentukan kategori risiko bangunan gedung, Pasal 4.1.2

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktru - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p>	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kateogri risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber : SNI 1726:2012)

3. Menentukan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka F_a dan F_v akan diperoleh melalui Tabel 3.4 dan Tabel 3.5

Tabel 3.4 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^a				

(Sumber: SNI 1729:2012)

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^a				

(Sumber: SNI 1729:2012)

4. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan 3.2 dan persamaan 3.3 berikut ini

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

5. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan 3.4 dan persamaan 3.5 berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (3.5)$$

6. Spektrum respons desain

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_o spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan 3.6.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right) \quad (3.6)$$

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_o dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan 3.7.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.7)$$

dengan:

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai hasil tes penetrasi standar rata-rata (N) dan kuat geser nilai rata-rata

Tabel 3.6 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	N atau N_{sk}	\bar{s}_v (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_v < 25$ kPa		
	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_v < 50$ kPa		

(Sumber: SNI 1726:2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2012)

7. Kategori desain gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik pasal ini

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2012)

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2012)

8. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa
Sesuai pasal 7.8, gaya geser seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat struktur

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung di atas tidak boleh melebihi:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 1 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari persamaan 3.14

$$C_s = \frac{0,5S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_I = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons sesuai pada Tabel 3.10

I_e = faktor keutamaan hunian

Sistem struktur yang digunakan dalam gedung ini adalah sistem rangka bangunan yaitu, **rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris** yang memiliki faktor-faktor untuk sistem penahan gempa sesuai dengan SNI 1726:2012

Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^e	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^{a,b}$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_x (m) ^e				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Pada Tabel 3.10 tertulis bahwa gedung rangka baja dan beto komposit dengan bresing eksentris tidak memiliki batasan ketinggian untuk semua kategori desain seismik.

Sesuai Pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.15)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{l=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (3.16)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

- Untuk struktur dengan periode $\leq 0,5$ s, $k = 1$
- Untuk struktur dengan periode $\geq 2,5$ s, $k = 2$

- Untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, $k = 2$ atau ditetapkan dengan interpolasi 1 dan 2

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat deasin gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

(3.17)

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.5.4. Kombinasi Pembebanan

Struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini:

$$1,4D \quad (3.18)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.19)$$

$$1,2D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.20)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_{LL} L + 0,5 \quad (3.21)$$

$$1,2D \pm 1E + \gamma_L L \quad (3.22)$$

$$0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1E) \quad (3.23)$$

Di mana:

D = Beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L = Beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

La = Beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, perawatan dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak

H = Beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air

W = Beban angin

E = Beban gempa

3.6 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.6.1 Desain Balok

Elemen balok direncanakan menggunakan profil IWF sesuai dengan ketentuan SNI 1729:2015 Tabel B4.1b yaitu

1. Kontrol Penampang

Untuk sayap:

- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.24)$$

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.25)$$

Untuk badan:

- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.26)$$

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.27)$$

2. Kontrol nominal lentur penampang

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan:

M_u = momen lentur terfaktor

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

ϕ = faktor tahanan = 0,9 (DFBK)

DFBK = Desain Faktor Beban dan Ketahanan

- a) Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur

penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Pasal F SNI 1729:2015

- Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x \quad (3.28)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.29)$$

- Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (3.30)$$

- b) Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral

Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Pasal F2 – Pasal F6 SNI 1729:2015.

- Bentang pendek, $L_b \leq L_p$
Jika $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.
- Bentang menengah, $L_p < L_b \leq L_r$
Jika $L_p < L_b \leq L_r$, maka momen nominal ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \times \left[M_p + (M_p - 0,7F_y S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.31)$$

- Bentang panjang, $L_b \geq L_r$
Jika $L_b \geq L_r$, momen nominal ditentukan dengan rumus

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.32)$$

Keterangan:

L_b = panjang antara titik-titik, baik yang dibresing melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibresing

melawan puntir penampang melintang.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.33)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.34)$$

dengan:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (3.35)$$

Koefisien c untuk profil I simetris ganda = 1

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa

J = konstanta torsi, mm⁴

S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, mm³

h_o = jarak antara titik berat sayap, mm

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3 \quad (3.36)$$

Keterangan:

M_{\max} = momen maksimum dari bentang yang ditinjau

M_a = momen pada ¼ bentang yang ditinjau

M_b = momen pada ½ bentang yang ditinjau

M_c = momen pada ¾ bentang yang ditinjau

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.37)$$

3. Kontrol kuat rencana geser

Kuat komponen struktur terhadap gaya geser tergantung pada pertidaksamaan 3.38

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.38)$$

dimana:

V_u = kuat geser berfaktor

V_n = kuat geser nominal, hanya oleh plat badan

ϕ = faktor reduksi (0,9)

Kekuatan geser nominal dari pelat badan yang tidak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah

$$V_n = 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \quad (3.39)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut:

$$a. \quad \text{Bila } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.40)$$

$$\text{maka, } C_v = 1$$

$$b. \quad \text{Bila } 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.41)$$

$$\text{maka, } C_v = \frac{1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.42)$$

$$c. \quad \text{Bila } \frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.43)$$

$$\text{maka, } C_v = \frac{1,51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (3.44)$$

koefisien tekuk geser pelat badan, k_v untuk badan tanpa penguat transversal ditentukan sebagai :

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.45)$$

$$\text{maka, } k_v = 5$$

Keterangan:

A_w = luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = jarak bersih antar sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = ketebalan badan

3.6.2 Desain Kolom

Untuk perencanaan kolom, digunakan kolom komposit baja terisi beton dengan profil *built up* dan menerima kombinasi normal

dan lentur. Desain kekuatan berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) SNI 1729:2015

a. Tahanan terhadap tekuk lokal

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan dalam komponen struktur komposit yang menahan aksial tekan untuk dinding dari PSB persegi dan boks dengan ketebalan sama ditentukan dengan rumus

- Untuk penampang kompak $\lambda < \lambda_p$

$$\lambda = \frac{b}{t} < \lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.46)$$

- Untuk penampang tidak kompak $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$\lambda_r = 3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.47)$$

b. Kontrol kekakuan portal

Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung-ujungnya (kekakuan baloknya) ditentukan dengan ketentuan SNI 03-1729-2002 (Pasal 7.6.3.3) sebagai berikut:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b} \right)} \quad (3.48)$$

Keterangan:

I_c = momen inersia kolom

L_c = panjang kolom

I_b = momen inersia balok

L_b = panjang balok

Ketentuan:

- Kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- Kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$

c. Amplifikasi momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut

Keterangan rumus:

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.49)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.50)$$

Keterangan:

B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- Δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{it} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{it} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B_1 untuk efek P- δ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.51)$$

dengan,

$\alpha = 1$ (DFBK)

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula 3.52:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.52)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur, N

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.53)$$

Keterangan:

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0,8\tau_b EI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τ_b adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 1729:2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

E = Modulus elastisitas baja = 200000 MPa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B_2 untuk efek P- Δ

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \quad (3.54)$$

dengan,

$\alpha = 1$ (DFBK)

P_{story} = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

P_{estory} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sidesway*, atau dengan rumusan 3.57:

$$P_{estory} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.55)$$

dengan,

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) \quad (3.56)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung Δ_H , N

d. Kontrol tekuk lentur

Menurut SNI 1729:2015 Pasal E3, kekuatan tekan nominal, P_n , harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut:

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\text{atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right) \quad (3.57)$$

$$\text{maka } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \quad (3.58)$$

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\text{atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right) \quad (3.59)$$

$$\text{maka, } F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.60)$$

Keterangan

F_e = tegangan tekuk kritis elastis ditentukan dengan rumus 3.61

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (3.61)$$

e. Kontrol tekuk puntir

Menurut SNI 1729:2015 Pasal E4, tegangan tekuk elastis torsi atau torsi-lentur, F_e , ditentukan sebagai berikut:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.62)$$

Keterangan:

F_e = tegangan tekuk kritis elastis, MPa

C_w = konstanta pilin, mm⁶

G = modulus elastis geser dari baja = 77200 MPa

I_x, I_y = momen inersia di sumbu utama, mm⁴

K_z = faktor panjang efektif untuk tekuk lentur di sumbu x

J = konstanta torsi, mm⁴

f. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan menurut SNI 1729:2015 Pasal H1 sebagai berikut:

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.63)$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.64)$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

M_r = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = \phi_c M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

3.6.3 Desain Elemen *Link*

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal menurut SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa plat tunggal tanpa plat pengganda dan tanpa penetrasi, kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 butir 15.3.2.6 yaitu kuat geser rencana *link* harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u , dengan:

$$\begin{aligned} V_n &= \text{kuat geser nominal } link, \text{ diambil yang terkecil dari } V_p \\ &\text{atau } 2M_p/e \\ V_p &= 0,6 F_y ((d-2) \cdot t_f) \cdot t_w \\ \phi &= 0,9 \\ e &= \text{panjang } link \end{aligned} \quad (3.65)$$

Apabila beban aksial terfaktor pada *Link*, N_u , tidak melebihi $0,15 N_y$, dengan $N_y = A_g F_y$, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak perlu diperhitungkan. Apabila beban terfaktor pada *link*, N_u , melebihi $0,15 N_y$, ketentuan tambahan ini harus dipenuhi:

1. Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari ϕV_{pa} atau $2 \phi M_{pa}/e$, dengan:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_u}{N_y} \right)^2} \quad (3.66)$$

$$M_{pa} = 1,18 M_p \left(1 - \frac{N_u}{N_y} \right) \quad (3.67)$$

$$\phi = 0,9$$

2. Panjang *link* tidak boleh melebihi

$$- \text{ Untuk } \rho' \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \geq 0,3$$

$$\text{maka, } e < \left[1,15 - 0,5\rho' \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \right] 1,6M_p / V_p \quad (3.68)$$

$$\text{- Untuk } \rho' \left(\frac{A_w}{A_g} \right) < 0,3$$

$$\text{maka, } e < 1,6M_p / V_p \quad (3.69)$$

dengan,

$$A_w = (d_b - 2t_f) / t_w \quad (3.70)$$

$$\rho' = N_u / V_u \quad (3.71)$$

Sudut rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, Δ_M . Sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi nilai berikut

$$1. \quad 0,08 \text{ radians untuk } e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.72)$$

$$2. \quad 0,02 \text{ radians untuk } e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.73)$$

3. Nilai sudut rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya

3.6.4 Desain Batang Bresing dan Balok di luar *Link*

Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1,25.R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas. Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y.V_n$, dengan V_n

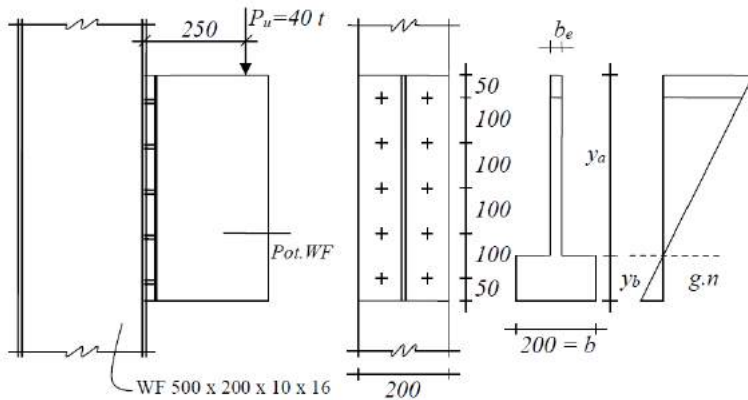
ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 butir 15.3.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y ;

2. Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y \cdot b_y \cdot t_f$

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang diperbolehkan melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3.7 Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan dilakukan dengan menggunakan sambungan baut dan sambungan las yang meliputi sambungan antara balok anak ke balok induk, balok induk ke kolom, dan kolom ke plat lantai.



Gambar 3.4 Contoh Sambungan Balok Kolom (End Plate)
(Marwan & Isdarmanu, 2006)

3.7.1 Sambungan Baut

3.7.1.1 Jarak Pemasangan Baut

Ketentuan jarak baut, disamping ditentukan oleh kekuatan dan penyampaian beban pada sambungan juga ditentukan dari segi pelaksanaannya. Jarak baut dari as ke as, dan jarak baut ke tepi pelat ditentukan pada peraturan Pasal J3 sebagai berikut

- Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran berlebih, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2 \frac{2}{3}$ kali diameter nominal, d, dari pengencang, atau dapat diambil $3d$. Sedangkan, spasi maksimum antara baut untuk komponen struktur yang dicat atau tidak dicat yang tidak menahan korosi, spasi tersebut tidak boleh melebihi 24 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 305 mm. Untuk komponen struktur tidak dicat dari baja yang berhubungan dengan cuaca yang menahan korosi atmosferic, spasi tidak boleh melebihi 14 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 180 mm.
- Jarak dari pusat lubang standar ke suatu tepi dari suatu bagian yang tersambung pada setiap arah tidak boleh kurang dari nilai yang berlaku pada tabel. Sedangkan, jarak maksimum dari

pusat setiap baut ke tepi terdekat dari bagian-bagian kontak harus 12 kali ketebalan dari bagian yang disambung akibat perhitungan tetapi tidak boleh melebihi 150 mm.

Tabel 3.11 Jarak Tepi Minimum

Diameter Baut	Jarak Tepi Minimum
16	22
29	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
di atas 36	1,25d
Jika diperlukan, jarak tepi terkecil diizinkan asalkan ketentuan yang sesuai Pasal J3.10 dan J4 dipenuhi, tetapi jarak tepi yang kurang dari satu diameter baut tidak diizinkan tanpa persetujuan dari insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.	

(Sumber: SNI 1729:2015)

3.7.1.2 Baut Tipe Tumpu Menerima Beban Kombinasi Geser dan Tarik

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sebagai berikut:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.74)$$

Di mana:

F'_{nt} = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3.75)$$

F_{nt} = tegangan tarik nominal

F_{nv} = tegangan geser

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir

3.7.2 Sambungan Las

3.7.2.1 Kekuatan Sambungan Las

Pada umumnya dipakai mutu kawat las \geq mutu baja

3.7.2.2 Las Tumpul

Las tumpul penetrasi penuh kekuatan rencana sama dengan kapasitas nominal bagian yang lebih lemah dikalikan faktor reduksi (ϕ). Jika mutu bahan las \geq mutu baja dasar maka kekuatannya ditentukan oleh bahan dasar yang disambung.

Bahan las yang sering digunakan adalah F_{EXX} . Ada berbagai macam las F_{EXX} di antaranya FE_{60XX} , FE_{70XX} , FE_{80XX} , FE_{100XX} , FE_{110XX} . Indeks E berarti elektrode sedangkan 60,70,80,90,100,110 menunjukkan kekuatan tarik minimum dalam ksi. (1 ksi = 70,3 kg/cm²) dan digit xx menunjukkan tipe *coating* yang digunakan.

Untuk menghitung kekuatan desain las tumpul tertera pada Tabel J2.5 SNI 1729:2015.

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.76)$$

di mana:

A_{we} = luas efektif las, mm²

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las

$$F_{nw} = 0,6 F_{EXX} (1,0 + 0,5 \sin^{1,5} \theta) \quad (3.77)$$

F_{EXX} = kekuatan klasifikasi logam pengisi

θ = sudut pembebanan diukur dari sumbu longitudinal las

3.8 Perhitungan Struktur Bawah

Perhitungan struktur bawah terdiri dari perhitungan *basement* dan pondasi. Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang paling bawah dan berfungsi sebagai komponen yang meneruskan beban ke tanah. Dalam

perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standard Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan yaitu:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.8.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standart Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.78)$$

di mana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi

$$Q_P = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \quad (3.79)$$

q_p = tegangan ujung tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang

$\overline{N_p}$ = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (D = diameter pondasi) = $\sum_{i=1}^n N_i/n$

K = Koefisien karakteristik tanah

- 12 t/m², untuk lempung
- 20 t/m², untuk lanau berlempung
- 25 t/m², untuk lanau berpasir
- 40 t/m², untuk pasir

Q_s = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3+1) \cdot A_s \quad (3.80)$$

di mana,

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

$\overline{N_s}$ = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

3.8.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk kasus daya dukung grup pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien C_e

$$Q_{L(group)} = Q_{L(1tiang)} \times n \times C_e \quad (3.81)$$

di mana,

n = jumlah tiang pancang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_{L(group)}$ = Daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L(1tiang)}$ = Daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara Converse – Labarre sesuai dengan persamaan 3.82:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\emptyset}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.82)$$

di mana,

\emptyset = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3\emptyset$)

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), Horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.83)$$

di mana,

P_v = beban vertikal ekivaken

V = beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam grup

M_x = momen terhadap sumbu x

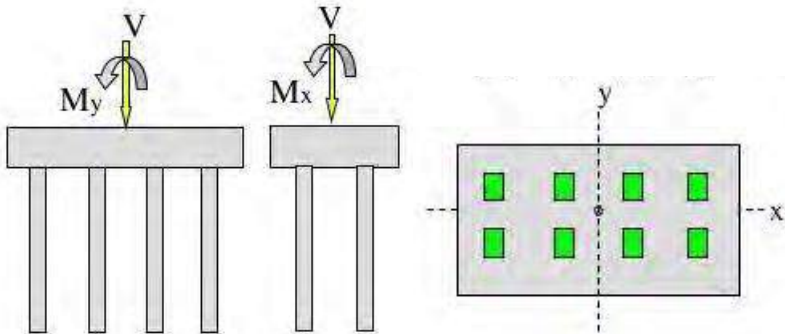
M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

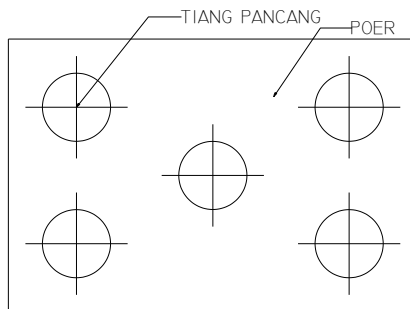
y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah kuadrat dari absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group



Gambar 3.5 Pengaruh Momen Arah X dan Y pada Perhitungan Tiang Pancang Kelompok (*Sumber : Christady, 2014*)



Gambar 3.6 Contoh Konfigurasi Tiang Pancang Kelompok

3.8.3 Perencanaan Tebal Poer

Kuat geser nominal beton harus lebih besar dari gaya geser pons untuk memenuhi persyaratan perencanaan tebal poer yang diambil yang terkecil pada persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \frac{1}{6} b_o d \sqrt{f'_c} \quad (3.84)$$

$$V_c = \frac{1}{3} b_o d \sqrt{f'_c} \quad (3.85)$$

di mana:

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis = $4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d)$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\phi V_c > V_u \quad (3.86)$$

di mana:

$$\phi = 0,75$$

V_c = kuat geser pons beton

V_u = gaya geser akibat kolom

3.8.4 Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan M_u yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.87)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} \quad (3.88)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \quad (3.89)$$

$$A_s = \rho b d \quad (3.90)$$

Dari formula di atas dapat menghasilkan kebutuhan tulangan yang memenuhi persyaratan beban yang ada.

3.8.5 Perencanaan Basement

3.8.5.1 Definisi Dinding Penahan Tanah

Asal mula dibuatnya konstruksi dinding penahan tanah adalah akibat bertambah luasnya kebutuhan konstruksi penahan yang digunakan untuk mencegah agar tidak terjadi kelongsoran menurut kemiringan alaminya. Sebagian besar bentuk dinding penahan tanah adalah tegak (vertikal) atau hampir tegak kecuali pada keadaan tertentu yang dinding penahan tanah dibuat condong ke arah urugan.

Menurut beberapa sumber terkait dinding penahan tanah memiliki beberapa definisi dengan pendekatan yang berbeda-beda di antaranya:

- Dinding penahan tanah adalah struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda.
- Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi penahan agar tanah tidak longsor.
- Dinding penahan tanah adalah sebuah dinding yang dibangun untuk menahan tanah yang akan runtuh.

3.8.5.2 Macam-Macam Dinding Penahan Tanah

Jenis-jenis dinding penahan tanah beraneka ragam, disesuaikan dengan keadaan lapangan dan aplikasi yang digunakan. O'Rourke dan Jones (1990) mengklasifikasikan dinding penahan tanah menjadi dua kategori yaitu sistem stabilisasi eksternal dan sistem stabilisasi internal serta sistem hybrid yang merupakan kombinasi kedua metode tersebut.

3.8.5.3 Perhitungan Struktur Dinding Basement

Perhitungan dilakukan pada kondisi dinding basement sebelum menggunakan tiang soldier pier. Dengan pendekatan perhitungan sebagai berikut:

a. Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode Fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi sepuluh segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jarak panjang maka digunakan rumus untuk *Safety Factor* (SF)

$$SF = \frac{\sum \text{momenpenahan}}{\sum \text{momenguling}} \quad (3.91)$$

b. Analisa terhadap stabilitas lokal

Kontrol Geser

$$SF = \frac{\sum \text{gayapenahan}}{\sum \text{gayadorong}} \geq 1,5 \quad (3.92)$$

Kontrol Guling

$$SF = \frac{\sum \text{momenpenahan}}{\sum \text{momenguling}} > 3 \quad (3.93)$$

Kontrol Ambles

$$SF = \frac{q_{dukung}}{qi_{jin}} > 3 \quad (3.94)$$

3.9 Penggambaran Gambar Teknik

Hasil perencanaan struktur diilustrasikan dalam bentuk gambar menggunakan program bantu AutoCAD.

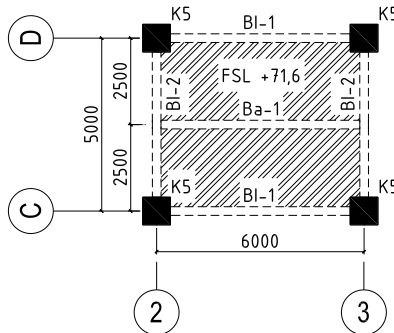
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai pada Apartemen Puncak CBD direncanakan dengan bondek *Super Floor Deck* produksi PT SUPER STEEL INDAH. Saat proses pelaksanaan tidak dipasang penyangga (*no props*) selama proses pengerasan pelat beton. Selain itu, bondek direncanakan dengan tebal 0,75 mm dan pelat beton mutu $f_c' = 30$ MPa.

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

1. Beban Mati (Tabel C3.1-1B ASCE 7-02)
 - Berat *waterproofing* = 5 kg/m²
 - Berat plafon = 5 kg/m²
 - Berat penggantung = 10 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +
 - $q_{Dtotal} = 39,1$ kg/m²
2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)
 - Beban hidup lantai atap $q_{Ltotal} = 96$ kg/m²
3. Beban Layan

Beban layan pada pelat lantai atap merupakan beban total yang ditanggung oleh lantai atap

$$\begin{aligned}
 Q_u &= q_{Dtotal} + q_{Ltotal} \\
 &= 39,1 + 96 \\
 &= 135,1 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4. Data Perencanaan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perencanaan praktis pada brosur terlampir, untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan tanpa penyangga didapatkan perencanaan sebagai berikut:

- Bentang = 2,5 m
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Tulangan negatif = 1,71 cm²/m
- Tebal pelat beton = 9 cm

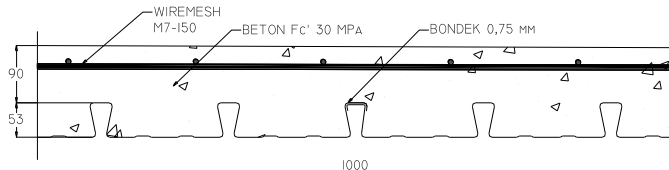
5. Menentukan Tulangan Negatif

Digunakan tulangan wiremesh M7 (As = 0,385 cm²). Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah:

$$n = \frac{A_{s \min}}{A_s} = \frac{1,71}{0,385} = 4,44 \approx 5 \text{ buah}$$

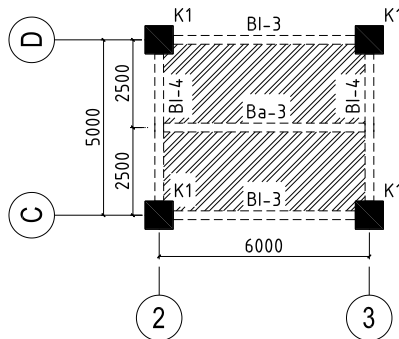
$$\text{Jarak antar tulangan, } s = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang tulangan negatif M7 – 150



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Lantai Atap

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai 1-20



Gambar 4.3 Pelat Lantai 1-20

1. Beban Mati (Tabel C3.1-1B ASCE 7-02)

- Beban dinding partisi = 72 kg/m²
 - Berat spesi + keramik = 77 kg/m²
 - Berat plafon = 5 kg/m²
 - Berat penggantung = 10 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 183,1 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai apartemen 1-19 $q_{Ltotal} = 192 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

Beban layan pada pelat lantai apartemen merupakan beban total yang ditanggung oleh lantai apartemen

$$\begin{aligned} Q_u &= q_{Dtotal} + q_{Ltotal} \\ &= 183,1 + 192 \\ &= 375,1 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data Perencanaan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perencanaan praktis pada brosur terlampir, untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan tanpa penyangga didapatkan perencanaan sebagai berikut:

- Bentang = 2,5 m
- Beban berguna = 400 kg/m²

- Tulangan negatif = 2,48 cm²/m
- Tebal pelat beton = 9 cm

5. Menentukan Tulangan Negatif

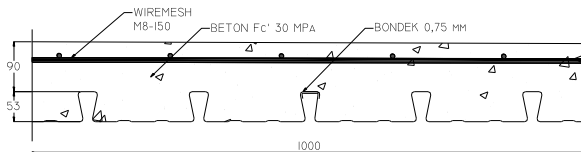
Digunakan tulangan wiremesh M8 (As = 0,502 cm²).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah:

$$n = \frac{A_{smin}}{A_s} = \frac{2,48}{0,502} = 4,9 \approx 5 \text{ buah}$$

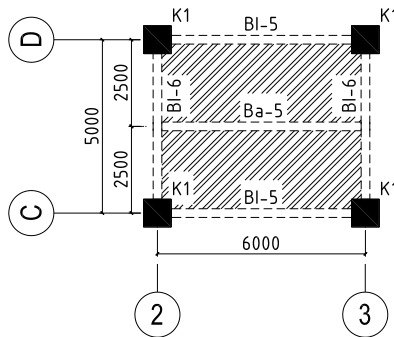
$$\text{Jarak antar tulangan, } s = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang tulangan negatif M8 – 150



Gambar 4.4 Penulangan Pelat Lt. 1-20

4.1.3 Perencanaan Pelat Lantai P1-P3



Gambar 4.5 Pelat Lantai Parkir P1-P3

1. Beban Mati (Tabel C3.1-1B ASCE 7-02)

- Berat floor hardening = 5 kg/m²
- Berat plafon = 5 kg/m²
- Berat penggantung = 10 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +

$$q_{Dtotal} = 39,1 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (PPPURG 2987)

- Lantai parkir P1-P3 $q_{Ltotal} = 400 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

Beban layan pada pelat lantai parkir merupakan beban total yang ditanggung oleh lantai parkir

$$\begin{aligned} Q_u &= q_{Dtotal} + q_{Ltotal} \\ &= 39,1 + 400 \\ &= 439,1 \text{ kg/m}^2 \approx 500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data Perencanaan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perencanaan praktis pada brosur terlampir, untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan tanpa penyangga didapatkan perencanaan sebagai berikut:

- Bentang = 2,5 m
- Beban berguna = 500 kg/m²
- Tulangan negatif = 2,86 cm²/m
- Tebal pelat beton = 9 cm

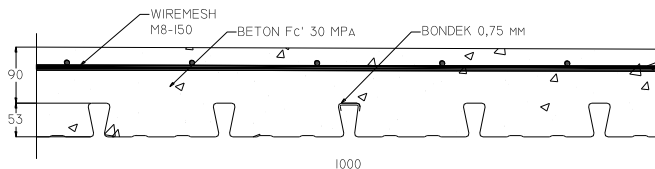
5. Menentukan Tulangan Negatif

Digunakan tulangan wiremesh M8 (As = 0,503 cm²). Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah:

$$n = \frac{A_{smin}}{A_s} = \frac{2,86}{0,503} = 5,68 \approx 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan, } s = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang tulangan negatif M8 – 150



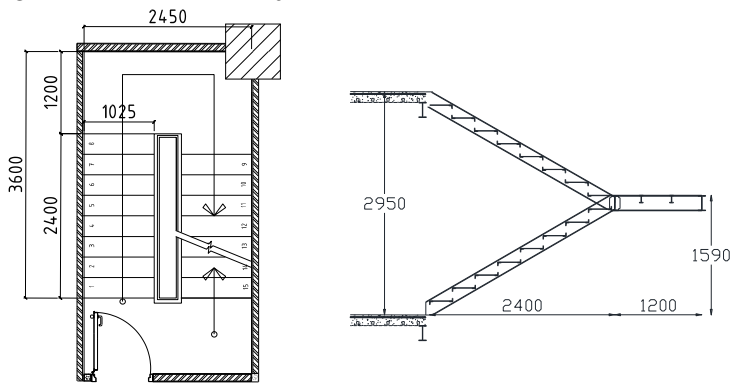
Gambar 4.6 Penulangan Pelat Lt. P1-P3

Tabel 4.1 Rekapitulasi Perencanaan Pelat

No	Nama Lantai	Tebal Pelat	Wiremesh
1.	Lt. 1 - Lt 20	9 cm	M8 – 150
2.	Lt Parkir P1 – P3	9 cm	M8 – 150
3.	Lantai Atap	9 cm	M7 – 150

4.2 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan antar lantai pada bangunan. Tangga pada Apartemen Puncak CBD ini memiliki tangga dari lantai basement hingga lantai 20 yang direncanakan sebagai tangga darurat dan menggunakan konstruksi baja.



Gambar 4.7 Perencanaan Tangga

4.2.1 Perencanaan Tangga

- 1. Data Teknis Tangga
 - Mutu baja : BJ 41
 - Tinggi antar lantai : 295 cm
 - Elevasi bordes : 159 cm
 - Tinggi injakan (t) : 17 cm
 - Lebar injakan (i) : 30 cm
 - Jumlah tanjakan (Σt) : $\frac{295}{17} = 17,35 \approx 18$ buah

- Jumlah injakan (Σ_i) : $\Sigma_i - 1 = 18 - 1 = 17$ buah
- Panjang bordes : 120 cm
- Lebar bordes : 245 cm
- Lebar tangga : 102,5 cm
- Panjang tangga : 240 cm
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 : 8 buah
- Lebar pegangan tangga : 10 cm
- Kemiringan tangga (α) : $\arctan \frac{1590}{2400} = 33,5^\circ$
- Cek syarat jumlah injakan tangga
 $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq (2(17 + 30)) \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Memenuhi persyaratan}$
- Cek syarat sudut kemiringan
 $25^\circ < \alpha < 45^\circ$
 $25^\circ < 33,5^\circ < 45^\circ \rightarrow \text{Memenuhi persyaratan}$

2. Perencanaan Anak Tangga

a. Menentukan tebal pelat anak tangga

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 3 mm.

- Beban mati
 Berat pelat = $0,003 \times 1,025 \times 7850 = 24,14 \text{ kg/m}$
 Alat penyambung (10%) = $\underline{2,414 \text{ kg/m}}$
 $q_D = 26,55 \text{ kg/m}$
- Beban hidup
 Tangga dan jalan keluar = 479 kg/m^2
 Beban hidup per meter = $479 \times 1,025 = 491 \text{ kg/m}$
 Beban hidup terpusat, P = 136 kg

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 26,55 \times 0,3^2 = 0,3 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 491 \times 0,3^2 = 5,52 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 136 \times 0,3 = 10,2 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 0,3 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 10,2 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_u = 1,4M_D = 1,4 \times 0,3 = 0,42 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 0,3 + 1,6 \times 10,2 = 17,82 \text{ kg.m}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 102,5 \times 0,3^2 = 2,3 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9(2,3) \times 2500 = 5175 \text{ kg.cm} = 51,75 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat, } \phi M_n > M_u \rightarrow 51,75 \text{ kg.m} > 17,82 \text{ kg.m}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \text{ cm}$$

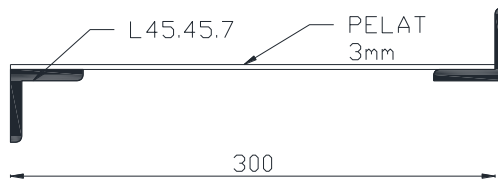
$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 102,5 \times 0,3^3 = 0,23 \text{ cm}^4$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left(\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{(0,2655 + 4,91)30^4}{2 \times 10^6 \times 0,23} \right)$$

$$f_{terjadi} = 0,118 \text{ cm} < f_{ijin} = 0,125 \text{ cm (OK)}$$

Berdasarkan kontrol di atas maka, pelat anak tangga dengan tebal 3 mm memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

- Perencanaan pengaku anak tangga



Gambar 4.8 Pengaku Anak tangga

Pengaku anak tangga direncanakan dengan menggunakan profil siku sama kaki L 45.45.7 dengan data sebagai berikut.

$$b = 45 \text{ mm}$$

$$A = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$d = 7 \text{ mm}$$

$$W = 4,6 \text{ kg/m}$$

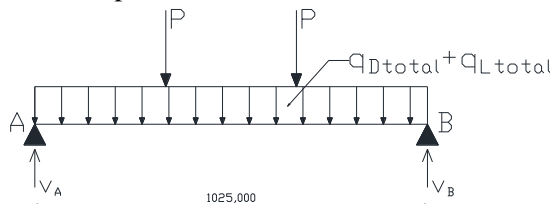
$$r = 7 \text{ mm}$$

$$I_x = I_y = 10,4 \text{ cm}^4$$

$$e = 1,36 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = 1,33 \text{ cm}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.9 Pembebanan Pengaku Anak Tangga

- Beban mati, beban yang diperhitungkan adalah $\frac{1}{2}$ lebar injakan.

$$\text{Berat pelat} = 0,003 \times 0,15 \times 7850 = 3,53 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku sendiri} = 5,86 \text{ kg/m} +$$

$$= 9,39 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan (10\%)} = 0,939 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat mati total, } q_{D\text{total}} = 10,33 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup, beban yang diperhitungkan adalah $\frac{1}{2}$ lebar injakan.

$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup per meter, } 479 \times 0,15 = 71,85 \text{ kg/m}$$

Beban hidup terpusat, P = 136 kg

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_{D\text{total}} \times L^2 = \frac{1}{8} \times 9,163 \times 1,025^2 = 1,2 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 71,85 \times 1,025^2 = 9,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 136 \times 1,025 = 46,45 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_{D\text{total}} \times L = \frac{1}{2} \times 9,163 \times 1,025 = 4,69 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times P = \frac{1}{2} \times 136 = 68 \text{ kg}$$

Momen akibat beban hidup terpusat lebih besar dari momen akibat beban hidup terbagi merata sehingga diambil M_{LP} akibat beban terpusat untuk perhitungan selanjutnya.

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP}$$

$$M_u = 1,2(1,2) + 1,6(46,45) = 75,76 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_u = 1,2(4,69) + 1,6(68) = 114,428 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

- a. Kontrol Penampang

Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{d} \leq 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{45}{7} \leq 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$6,43 \leq 15,27 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- b. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b - e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left(e - \frac{d}{2} \right)$$

$$Z_x = (4,5 - 1,36) \times 0,7 \times \frac{4,5 - 1,36}{2} + 1,36 \times 0,7 \times \frac{1,36}{2} +$$

$$(4,5 - 0,7) \times 0,7 \times \left(1,36 - \frac{0,7}{2} \right) = 6,78 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \times F_y = 6,78 \times 2500 = 169,62 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 169,62 \text{ kg.m} = 152,66 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal G4, untuk profil siku, $k_v = 1,2$.

$$b - d \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{45 - 7}{7} \leq 1,1 \sqrt{\frac{1,2 \times 200000}{250}}$$

$$5,43 \leq 34,08$$

maka, $C_v = 1$

$$\text{sehingga, } V_n = 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 4,5 \times 0,7$$

$$= 4725 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 4725$$

$$= 4252,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{102,5}{240} = 0,427 \text{ cm}$$

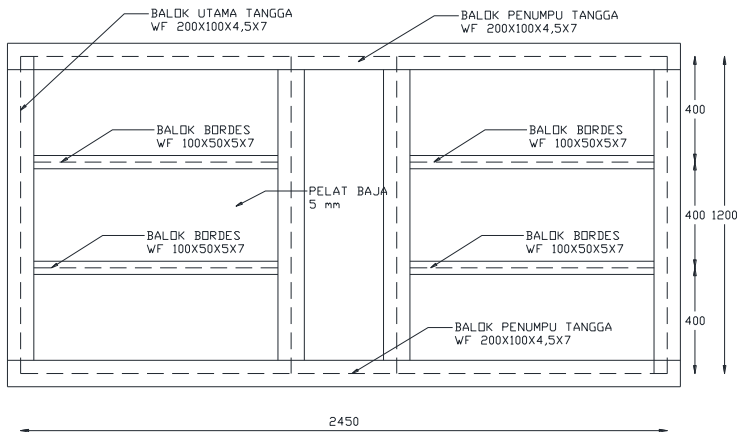
$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{EI_x} \right] + \frac{23}{684} \left(\frac{PL^3}{EI_x} \right)$$

$$f_{\text{terjadi}} = \frac{5}{384} \left[\frac{(0,103 + 0,72)102,5^4}{2 \times 10^6 \times 10,4} \right] + \frac{23}{684} \left(\frac{(136)102,5^3}{2 \times 10^6 \times 10,4} \right)$$

$$= 0,29 \text{ cm}$$

Berdasarkan perhitungan dan kontrol di atas maka profil siku sama kaki $\angle 45.46.7$ dapat digunakan dan memenuhi persyaratan.

4.2.2 Perencanaan Bordes



Gambar 4.10 Perencanaan Bordes

1. Perencanaan Pelat Bordes

a. Data Pelat Bordes

- Tebal pelat bordes = 5 mm
- Berat jenis baja = 7850 kg/m³
- Mutu baja BJ 41, f_y = 2500 kg/cm²
- Lebar tangga = 1,025 m
- Lebar bordes = 1,2 m

b. Perencanaan Pembebanan Pelat Bordes

- Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,005 \times 1,025 \times 7850 = 40,23 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat sambungan (10\%)} &= \frac{4,023 \text{ kg/m}}{q_D} + \\ q_D &= 44,25 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)
 - Tangga dan jalan keluar = 479 kg/m²
 - Beban hidup per meter = $479 \times 1,025 = 491 \text{ kg/m}$
 - Beban hidup terpusat = 136 kg

c. Perhitungan Gaya Dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_{D\text{total}} \times L^2 = \frac{1}{8} \times 44,25 \times 0,4^2 = 0,885 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 491 \times 0,4^2 = 9,82 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 136 \times 0,4 = 18,13 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_{D\text{total}} \times L = \frac{1}{2} \times 44,25 \times 0,4 = 8,84 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times P = \frac{1}{2} \times 136 = 68 \text{ kg}$$

Momen akibat beban hidup terpusat lebih besar dari momen akibat beban hidup terbagi merata sehingga diambil M_{LP} akibat beban terpusat untuk perhitungan selanjutnya.

d. Perhitungan Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP}$$

$$M_u = 1,2(0,885) + 1,6(18,13) = 30,07 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_u = 1,2(8,84) + 1,6(68) = 119,41 \text{ kg}$$

e. Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 102,5 \times 0,5^2 = 6,4 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9(6,4) \times 2500 = 144 \text{ kg.m}$$

Syarat, $\phi M_n > M_u \rightarrow 144 \text{ kg.m} > 30,07 \text{ kg.m}$

f. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{40}{240} = 0,167 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 102,5 \times 0,5^3 = 1,07 \text{ cm}^4$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left(\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{(0,4425 + 4,91)40^4}{2 \times 10^6 \times 1,07} \right)$$

$$f_{terjadi} = 0,083 \text{ cm} < f_{ijin} = 0,167 \text{ cm}$$

Berdasarkan perhitungan dan kontrol di atas, maka pelat bordes dengan tebal 5 mm memenuhi persyaratan dan dapat digunakan

2. Perencanaan Balok Bordes

Balok bordes direncanakan dengan menggunakan profil WF 100x50x5x7 dengan data sebagai berikut.

W = 9,3 kg/m	t _f = 7 mm	i _x = 3,98 cm
A = 11,85 cm ²	r = 8 mm	i _y = 1,12 cm
d = 100 mm	h = 70 mm	Z _x = 42 cm ³
b _f = 50 mm	I _x = 187 cm ⁴	Z _y = 9 cm ³
t _w = 5 mm	I _y = 14,8 cm ⁴	S _x = 37,5 cm ³

a. Beban yang Bekerja

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,005 \times 0,4 \times 7850 &= 15,7 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil} &&= 9,3 \text{ kg/m} + \\ q_D &= 25 \text{ kg/m} \\ \text{Sambungan; 10\% } q_D &&= 2,5 \text{ kg/m} + \\ q_{D\text{total}} &= 27,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar} &= 479 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup per meter; } 479 \times 0,4; q_{L\text{total}} &= 191,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\
 &= 1,2 \times 27,5 + 1,6 \times 191,6 \\
 &= 339,56 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

- Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 339,56 \times 1,025^2 = 44,6 \text{ kg.m}$$

- Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 339,56 \times 1,025^2 = 178,4 \text{ kg}$$

c. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{50}{2 \times 7} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$3,57 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$14 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kg.cm}$
 $= 1050 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1050 \text{ kg.m} = 945 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral = jarak antar balok utama, $L_b = 102,5 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,927 \text{ cm}$$

$$L_b \geq L_r \rightarrow \text{bentang panjang}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang panjang sehingga M_n ditentukan oleh rumus 3.32

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.32)$$

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$h_o = \frac{d - t_f}{2} = \frac{100 - 7}{2} = 46,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{14,8 \times 4,65}{2 \times 37,5} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2t_f) t_w^3 + 2 \times \frac{1}{3} (b_f) t_f^3$$

$$J = \frac{1}{3} (10 - 2(0,7)) 0,5^3 + 2 \times \frac{1}{3} (5) 0,7^3$$

$$J = 1,5 \text{ cm}^4$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 44,6 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = 174 \times 0,26 - 339,56 \times \frac{0,26^2}{2} = 33,76 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5(44,6)}{6,5(44,6) + 6(33,76)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,13$$

$$F_{cr} = \frac{1,13\pi^2(2 \times 10^6)}{\frac{102,5^2}{0,92}} \sqrt{1 + 0,078 \frac{1,5}{37,5(4,65)} \left(\frac{102,5^2}{0,92} \right)}$$

$$F_{cr} = 5742,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 5742,8 \times 37,5 \leq M_p$$

$$M_n = 215355,9 \text{ kg.cm} = 2153,6 \text{ kg.m} \geq M_p$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 1050 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1050 \text{ kg.m} = 945 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

d. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 14 \leq 69,6$$

$$\text{maka, } C_v = 1$$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 10 \times 0,5 \\ &= 7500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 7500 \\ &= 6750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \text{OK}$$

e. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{102,5}{240} = 0,427 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(0,275 + 1,916)102,5^4}{2 \times 10^6 \times 187} \right] \\ &= 0,008 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \text{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 100x50x5x7 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.2.3 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200.100.4,5.7 dengan data sebagai berikut.

$W = 18,2 \text{ kg/m}$	$t_f = 7 \text{ mm}$	$i_x = 8,26 \text{ cm}$
$A = 23,2 \text{ cm}^2$	$r = 11 \text{ mm}$	$i_y = 2,21 \text{ cm}$
$d = 198 \text{ mm}$	$h = 184 \text{ mm}$	$Z_x = 170 \text{ cm}^3$
$b_f = 99 \text{ mm}$	$I_x = 1580 \text{ cm}^4$	$Z_y = 35 \text{ cm}^3$
$t_w = 4,5 \text{ mm}$	$I_y = 114 \text{ cm}^4$	$S_x = 160 \text{ cm}^3$

a. Beban yang Bekerja

Pembebanan pada anak tangga

- Beban Mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat} = 0,003 \times 0,5125 \times 7850 = 12,1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat } \perp 45.45.7 = 4,6 \times 1,025 \times 8/2,4 = 15,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sandaran besi} = 30 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok sendiri } 18,2/\cos 33,5^\circ = \underline{21,83 \text{ kg/m} +}$$

$$q_D = 79,63 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan; } 10\% q_D = \underline{7,963 \text{ kg/m} +}$$

$$q_{D\text{total}} = 87,6 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar} \quad q_L = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup per meter; } 476 \times 1,025/2, \quad q_{L\text{total}} = 246 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi pembebanan

$$q_{u1} = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$$

$$= 1,2 \times 87,6 + 1,6 \times 246$$

$$= 489,72 \text{ kg/m}$$

Pembebanan pada bordes

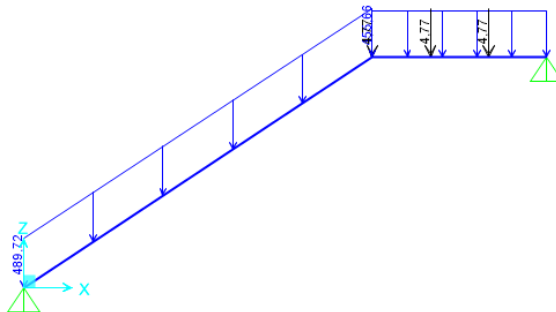
- Beban mati (bordes)

$$\text{Berat pelat} = 0,005 \times 0,5125 \times 7850 = 20,11 \text{ kg/m}$$

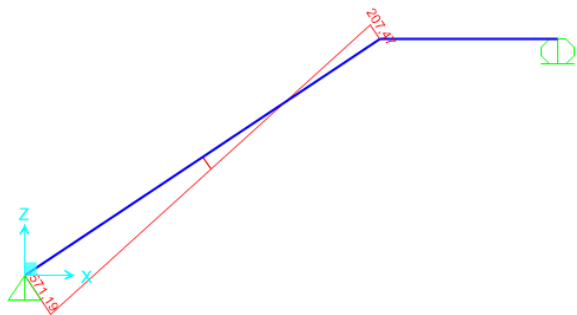
Berat profil balok sendiri $= 18,2 \text{ kg/m} +$
 $q_D = 38,31 \text{ kg/m}$
 Sambungan; 10% $q_D = 13,41 \text{ kg/m} +$
 $q_{D\text{total}} = 51,72 \text{ kg/m}$
 Beban terpusat akibat balok bordes $= 4,766 \text{ kg}$

- Beban hidup
 Tangga dan jalan keluar $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$
 Beban hidup per meter; $479 \times 1,025/2$, $q_{L\text{total}} = 246 \text{ kg/m}$
- Kombinasi pembebanan
 $q_{u2} = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$
 $= 1,2 \times 51,72 + 1,6 \times 246$
 $= 455,66 \text{ kg/m}$

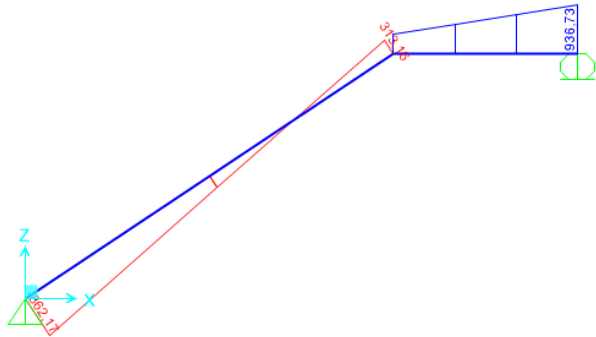
b. Permodelan dan Gaya Dalam yang Terjadi pada Balok



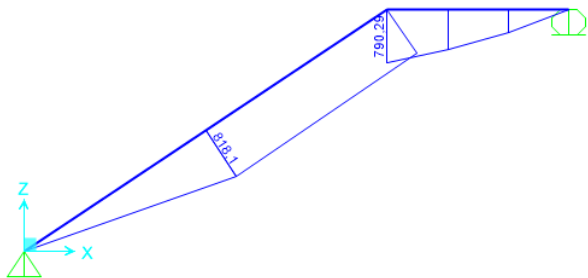
Gambar 4.11 Pembebanan Balok Utama Tangga



Gambar 4.12 Gaya Aksial Balok Utama Tangga



Gambar 4.13 Gaya Geser Balok Utama Tangga



Gambar 4.14 Momen Balok Utama Tangga

c. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang
- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{99}{2 \times 7} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

7,07 ≤ 10,75 → Penampang Kompak

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{184}{4,5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

36 ≤ 106,3 → Penampang Kompak

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 170 \times 2500 = 425000 \text{ kg.cm} = 4250 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 4250 \text{ kg.m} = 3825 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

d. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{184}{4,5} = 36 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{184}{4,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 36 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 18,4 \times 0,45 \\ &= 12420 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 12420 \\ &= 11178 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

e. Persamaan Interaksi Tekan – Lentur

$$L = \sqrt{240^2 + 159^2} = 287,9 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi – sendi)}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 287,9 = 287,9 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 287,9}{2,21}\right)^2} = 1162 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500}{1162} = 2,15 \leq 2,25 \text{ maka } F_{cr} \text{ ditentukan dengan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 1016 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 1016 \times 23,2 \\ &= 23571,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,85 \times 23571,2 \\ &= 20035,52 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{571,19}{20035,52} = 0,028 < 0,2 \text{ maka persamaan interaksi}$$

menggunakan rumus 3.64

$$\frac{571,19}{2(20035,52)} + \left(\frac{818,1}{3825} + 0 \right) \leq 1,0$$

$$0,23 \leq 1,0 \rightarrow \mathbf{OK}$$

f. Kontrol Lentutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{287,9}{240} = 1,199 \text{ cm}$$



Gambar 4.15 Lentutan Maksimum Balok Utama Tangga

$f_{\text{terjadi}} = 0,22 \text{ cm}$ (dari hasil analisa SAP2000)

$f_{\text{terjadi}} \leq f_{\text{ijin}} \rightarrow \text{OK}$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 200x100x4,5x7 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

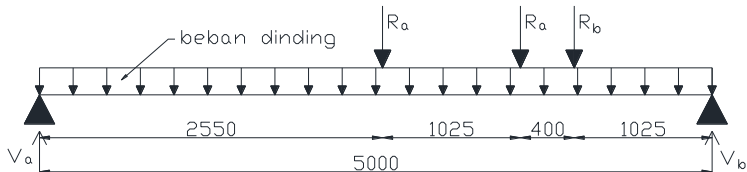
4.2.4 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan dengan menggunakan profil WF 250x125x6,5x9 dengan data sebagai berikut.

$W = 29,6 \text{ kg/m}$	$t_f = 9 \text{ mm}$	$i_x = 10,4 \text{ cm}$
$A = 37,66 \text{ cm}^2$	$r = 12 \text{ mm}$	$i_y = 2,79 \text{ cm}$
$d = 250 \text{ mm}$	$h = 208 \text{ mm}$	$Z_x = 352 \text{ cm}^3$
$b_f = 125 \text{ mm}$	$I_x = 4050 \text{ cm}^4$	$Z_y = 72 \text{ cm}^3$
$t_w = 6,5 \text{ mm}$	$I_y = 294 \text{ cm}^4$	$S_x = 324 \text{ cm}^3$

1. Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (R_a dan R_b) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga dapat dilihat pada Gambar 4.16 di bawah ini.



Gambar 4.16 Sketsa Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_b = 936,73 \text{ kg}$$

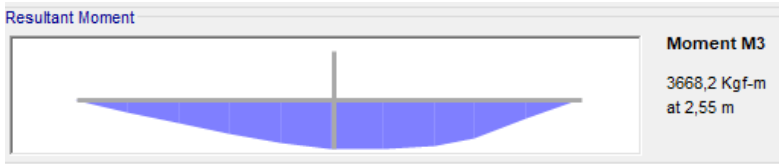
$$R_a = 1034,21 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Beban dinding} = 1,455 \times 230 = 336,75 \text{ kg/m}$$

2. Perhitungan gaya dalam

$$\text{Momen maksimum} = 3668,2 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.17 Bidang Momen Balok Penumpu Tangga

Geser maksimum = 2919,71 kg



Gambar 4.18 Bidang Geser Balok Penumpu Tangga

3. Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang
- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{125}{2 \times 9} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$6,94 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{208}{6,5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$32 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 352 \times 2500 = 880000 \text{ kg.cm} = 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 102,5$ cm

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 138,887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404,550 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow \text{bentang pendek}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 352 \times 2500 = 880000 \text{ kg.cm}$
 $= 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

4. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{6,5} = 32 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{208}{6,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 32 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

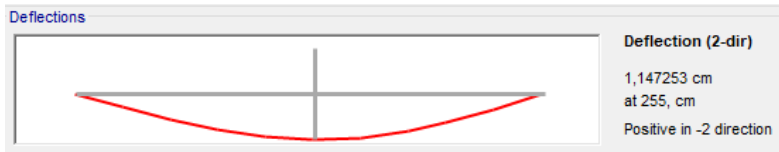
$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 25 \times 0,65 \\ &= 26406,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 26406,25 \\ &= 23765,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

5. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2,08 \text{ cm}$$



Gambar 4.19 Lendutan Maksimum yang Terjadi pada Balok Penumpu Tangga

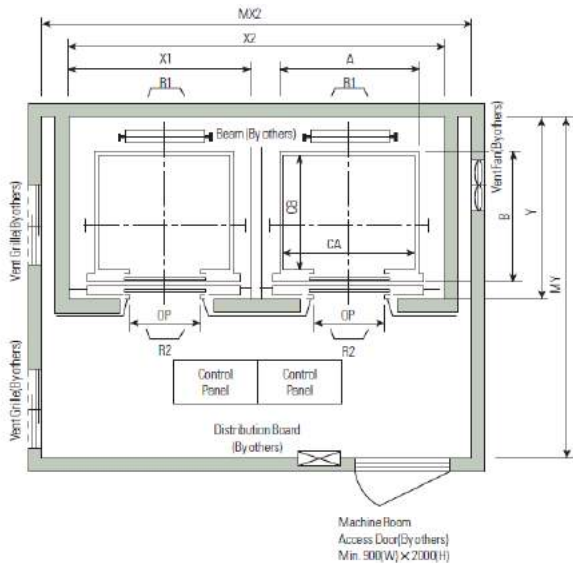
$f_{\text{terjadi}} = 1,15 \text{ cm}$ (dari hasil analisa SAP2000)

$f_{\text{terjadi}} \leq f_{\text{ijin}} \rightarrow \text{OK}$

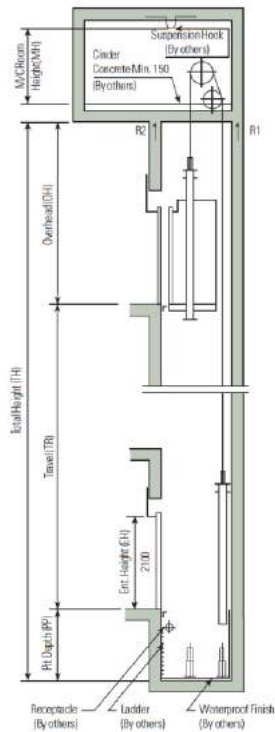
Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 250x125x6,5x9 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.3 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berhubungan dengan ruang mesin lift yaitu, balok penggantung lift. Bangunan in menggunakan lift penumpang sesuai dengan brosur sebagai berikut.



Gambar 4.20 Denah Lift



Gambar 4.21 Potongan Lift

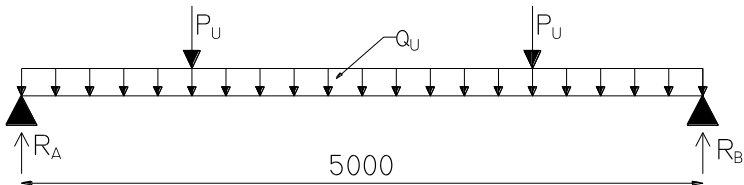
Tabel 4.2 Dimensi Standar Lift Dan Reaksi

Merk	HYUNDAI			
Tipe lift	Passenger Elevators			
Kapasitas	13 orang / 900 kg			
Clear Opening (OP)	900			
Car	Internal		Eksternal	
	CA	CB	A	B
	1600	1350	1660	1505
Hoistway (2 cars)	X2 : 4200		Y: 1980	
M/C Room (2 cars)	MX2: 4400		MY: 2750	
M/C Room Reaction (kg)	R1: 5100		R2: 3750	

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan data sebagai berikut:

$W = 49,6 \text{ kg/m}$	$t_w = 7 \text{ mm}$	$Z_x = 841 \text{ cm}^3$
$A = 63,14 \text{ cm}^2$	$t_f = 11 \text{ mm}$	$I_x = 13600 \text{ cm}^4$
$d = 350 \text{ mm}$	$r = 14 \text{ mm}$	$I_y = 984 \text{ cm}^4$
$b_f = 175 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$	$S_x = 775 \text{ cm}^3$

a. Pembebanan



Gambar 4.22 Sketsa Pembebanan Balok Lift

- **Beban mati**
 Berat profil balok penggantung lift $= 49,6 \text{ kg/m}$
 Berat sambungan, dll (10%) $= 4,96 \text{ kg/m} +$
 $q_D = 54,65 \text{ kg/m}$
- **Beban merata ultimate**
 $q_u = 1,4 q_D$
 $= 1,4 (54,65) = 76,38 \text{ kg/m}$
- **Beban terpusat lift**
 Pasal 4.6 pada SNI 1727:2013 tentang *impact load* menerangkan bahwa semua beban *elevator* harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-driven. Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.
 $P_u = R_1. KLL = 5100 \times (1+50\%) = 7650 \text{ kg}$
 $P_{u1} = R_2. KLL = 3750 \times (1+50\%) = 5625 \text{ kg}$

b. Perhitungan gaya dalam

- Reaksi perletakan

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times q_u \times L + P_u$$

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times 76,38 \times 5 + 7650 = 7840,96 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times P_u \times L$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 76,38 \times 5^2 + \frac{1}{4} \times 7650 \times 5$$

$$M_{\max} = 9801,2 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_u = R_a = 7840,96 \text{ kg}$$

c. Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{175}{2 \times 11} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,95 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$42,86 \leq 109,18 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 841 \times 2500 = 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 21025 \text{ kg.m} = 18922,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 500$ cm

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 196,632 \text{ cm}$$

$$L_r = 570,599 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ bentang menengah

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$



Gambar 4.23 Posisi M_a , M_b , dan M_c

$$M_b = M_{\max} = 9801,188 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = 7840,96 \times 1,25 - 76,38 \times \frac{1,25^2}{2} = 9741,53 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5(9801,2)}{6,5(9801,2) + 6(9741,53)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,00$$

$$M_n = 1 \left[2102500 - (2102500 - 0,7(2500) \times 775) \left(\frac{500 - 196,632}{570,599 - 196,632} \right) \right]$$

$$M_n = 1100211 \text{ kg.cm} = 11002,11 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 11002,11 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 11002,11 \text{ kg.m} = 9901,9 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

$$F_{cr} = \frac{0,999\pi^2(2 \times 10^6)}{\frac{500^2}{21,87}} \sqrt{1 + 0,078 \frac{19,27}{775(34,45)} \left(\frac{500^2}{21,87} \right)}$$

$$F_{cr} = 1682,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1682,44 \times 775 \leq M_p$$

$$M_n = 1303893,48 \text{ kg.cm} = 13038,93 \text{ kgm} \geq M_p$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 13038,93 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 13038,93 \text{ kg.m} = 11735,04 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,86 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 35 \times 0,7 \\ &= 36750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 36750 \\ &= 33075 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

e. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1,389 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{q_D L^4}{EI_x} \right] + \frac{R_1 L^3}{48 EI_x}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{0,5652 \times 500^4}{2 \times 10^6 \times 13600} \right] + \frac{5100 \times 500^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 13600}$$

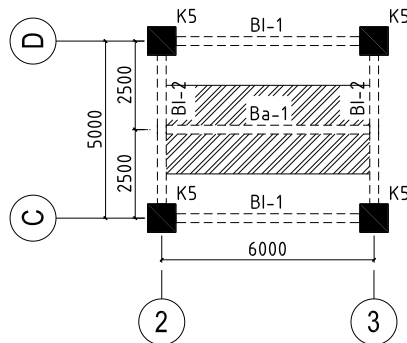
$$f_{\text{terjadi}} = 0,506 \text{ cm}$$

$$f_{\text{terjadi}} \leq f_{\text{ijin}} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 350 x 175 x 7 x 11 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.4 Perencanaan Balok Anak

4.4.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap



Gambar 4.24 Pembenanan Balok Anak Lantai Atap

Balok anak lantai atap dengan kode Ba-1 direncanakan dengan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan mutu baja BJ 41 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll} W = 36,7 \text{ kg/m} & t_w = 6,5 \text{ mm} & Z_x = 522 \text{ cm}^3 \\ A = 46,78 \text{ cm}^2 & t_f = 9 \text{ mm} & I_x = 7210 \text{ cm}^4 \\ d = 300 \text{ mm} & r = 13 \text{ mm} & I_y = 508 \text{ cm}^4 \\ b_f = 150 \text{ mm} & h = 256 \text{ mm} & S_x = 481 \text{ cm}^3 \end{array}$$

a. Beban yang Bekerja

• Beban Mati

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²
- Berat sendiri pelat beton (0,09 x 2400) = 216 kg/m²
- Berat *waterproofing* = 5 kg/m²
- Berat plafon = 5 kg/m²
- Berat penggantung = 10 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +

- $q_D = 265,2 \text{ kg/m}^2$
 $= 36,7 \text{ kg/m}$
- Berat profil WF
 $q_{D\text{total}} = 265,2 \times 2,5 + 36,7 = 699,7 \text{ kg/m}$
 - Beban Hidup
 - Lantai atap (2,5 x 96) $q_{L\text{total}} = 240 \text{ kg/m}$
 - Kombinasi Pembebanan
 $q_u = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$
 $= 1,2 \times 699,7 + 1,6 \times 240$
 $= 1223,64 \text{ kg/m}$
- b. Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok
- Momen Ultimate
 $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1223,64 \times 6^2 = 5506,38 \text{ kg.m}$
 - Geser Ultimate
 $V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1223,64 \times 6 = 3670,92 \text{ kg}$
- c. Kontrol Kuat Momen Lentur
- Kontrol Penampang
 - Kontrol Pelat Sayap
 $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{150}{2 \times 9} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$
 $8,33 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$
 - Kontrol Pelat Badan
 $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$
 $39,38 \leq 109,18 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$
 - Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal
 Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 522 \times 2500 = 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$
 $\phi M_n = 0,9 \times 13050 \text{ kg.m} = 11745 \text{ kg.m}$
 $\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 600$ cm

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 163,77 \text{ cm}$$

$$L_r = 458,42 \text{ cm}$$

$$L_b \geq L_r \rightarrow \text{bentang panjang}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang panjang sehingga M_n ditentukan oleh rumus 3.32

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.32)$$

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$h_o = d - \frac{t_f}{2} = 300 - \frac{9}{2} = 295,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{508 \times 29,55}{2 \times 481} = 15,6 \text{ cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2t_f) t_w^3 + 2 \times \frac{1}{3} (b_f) t_f^3$$

$$J = \frac{1}{3} (30 - 2(0,9)) 0,65^3 + 2 \times \frac{1}{3} (15) 0,9^3$$

$$J = 9,87 \text{ cm}^4$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 5506,38 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = 3670,92 \times 1,5 - 1223,64 \times \frac{1,5^2}{2} = 4129,785 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5(5506,38)}{6,5(5506,38) + 6(4129,785)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136$$

$$F_{cr} = \frac{1,136\pi^2(2 \times 10^6)}{\frac{600^2}{15,6}} \sqrt{1 + 0,078 \frac{9,87}{481(29,55)} \left(\frac{600^2}{15,6} \right)}$$

$$F_{cr} = 1749,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1749,95 \times 481 \leq M_p$$

$$M_n = 841728,57 \text{ kg.cm} = 8417,28 \text{ kg.m} \geq M_p$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 8417,28 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8417,28 \text{ kg.m} = 7575,55 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

d. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{256}{6,5} = 39,38 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 39,38 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 30 \times 0,65 \\ &= 29250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 29250 \\ &= 26325 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

e. Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{5506,38}{7575,55} \right) \leq 1$$

$$0,73 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

f. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(6,997 + 2,4)600^4}{2 \times 10^6 \times 7210} \right]$$

$$= 1,1 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 300x150x6,5x9 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 4.3 di bawah ini

Tabel 4.3 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Atap

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
Ba – 1	6	2,5	WF 300x150x6,5x9
Ba – 2	5	2,5	WF 250x125x6x9
Ba – 3	6	2	WF 300x150x6,5x9
Ba – 4	5	2	WF 250x125x6x9

4.4.2 Perencanaan Balok Anak Lantai 1-20

Balok anak lantai apartemen 1-20 dengan kode Ba-5 direncanakan dengan menggunakan profil WF 350x175x7x11 dengan mutu baja BJ 41 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$W = 49,6 \text{ kg/m}$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

$$A = 63,14 \text{ cm}^2$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$Z_x = 841 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

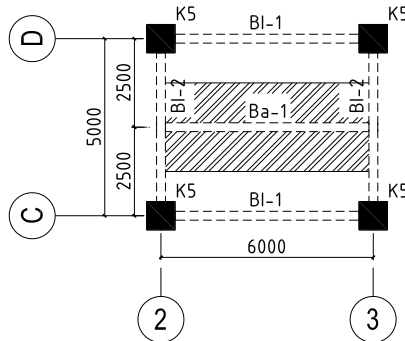
$$I_x = 13600 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$I_y = 984 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

1. Beban yang Bekerja



Gambar 4.25 Denah Pembebanan Balok Anak Lt. 1-20

a. Beban Mati

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²
- Berat sendiri pelat beton (0,09 x 2400) = 216 kg/m²
- Berat spesi + keramik = 77 kg/m²
- Berat plafon = 5 kg/m²
- Berat penggantung = 10 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +

$$q_D = 337,2 \text{ kg/m}^2$$

- Berat profil WF = 49,6 kg/m

$$q_{D\text{total}} = 337,2 \times 2,5 + 49,6 = 892,6 \text{ kg/m}$$

b. Beban Hidup

- Lantai atap (2,5 x 192) $q_{L\text{total}} = 480 \text{ kg/m}$

c. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\ &= 1,2 \times 892,6 + 1,6 \times 480 \\ &= 1839,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

1. Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

a. Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1839,12 \times 6^2 = 8276,04 \text{ kg.m}$$

b. Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1839,12 \times 6 = 5517,36 \text{ kg}$$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

a. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{175}{2 \times 11} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,95 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$42,86 \leq 109,18 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

b. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 841 \times 2500 = 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 21025 \text{ kg.m} = 18922,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

c. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahanan lateral = $L_b = 600 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 196,632 \text{ cm}$$

$$L_r = 570,599 \text{ cm}$$

$$L_b \geq L_r \rightarrow \text{bentang panjang}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang panjang sehingga M_n ditentukan oleh rumus 3.32

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.32)$$

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$h_o = d - \frac{t_f}{2} = 350 - \frac{11}{2} = 344,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} = \frac{984 \times 34,45}{2 \times 775} = 21,87 \text{ cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2t_f) t_w^3 + 2 \times \frac{1}{3} (b_f) t_f^3$$

$$J = \frac{1}{3} (35 - 2(1,1)) 0,7^3 + 2 \times \frac{1}{3} (17,5) 1,1^3$$

$$J = 17,01 \text{ cm}^4$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 8276,04 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = 5517,36 \times 1,25 - 1839,12 \times \frac{1,25^2}{2} = 5459,9 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5(8276,04)}{6,5(8276,04) + 6(5459,9)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,195$$

$$F_{cr} = \frac{1,195 \pi^2 (2 \times 10^6)}{\frac{600^2}{21,87}} \sqrt{1 + 0,078 \frac{17,01}{775(34,45)} \left(\frac{600^2}{21,87}\right)}$$

$$F_{cr} = 1930,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1930,2 \times 775 \leq M_p$$

$$M_n = 1495905 \text{ kg.cm} = 14959,05 \text{ kg.m} \leq M_p$$

Sehingga, kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 14959,05 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 14959,05 \text{ kg.m} = 13463,14 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,86 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 35 \times 0,7 \\ &= 36750 \text{ kg} \\ \phi V_n &= 0,9 \times 36750 \\ &= 33075 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

4. Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{8276,04}{10280,4} \right) \leq 1$$

$$0,81 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

5. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(q_D + q_L)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(8,926 + 4,8)600^4}{2 \times 10^6 \times 13600} \right] \\ &= 0,85 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 350x175x7x11 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

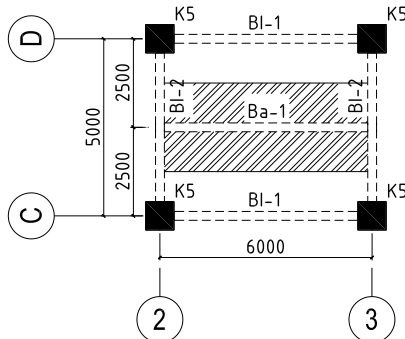
Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 4.4 di bawah ini. Dikarenakan seluruh bentang balok anak pada lantai parkir memiliki profil yang sama maka

selanjutnya balok anak pada lantai parkir akan disebut balok anak Ba – 5.

Tabel 4.4 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lt. 1-20

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
Ba – 5	6	2,5	WF 350x175x7x11
Ba – 5	5	2,5	WF 350x175x7x11
Ba – 5	6	2	WF 350x175x7x11
Ba – 5	5	2	WF 350x175x7x11

4.4.3 Perencanaan Balok Anak Lantai P1-P3



Gambar 4.26 Denah Pembebanan Balok Anak Lt. P1-P3

Balok anak lantai parkir P1-P3 dengan kode Ba-9 direncanakan dengan menggunakan profil WF 350x175x7x11 dengan mutu baja BJ 41 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll}
 W = 49,6 \text{ kg/m} & t_w = 7 \text{ mm} & Z_x = 841 \text{ cm}^3 \\
 A = 63,14 \text{ cm}^2 & t_f = 11 \text{ mm} & I_x = 13600 \text{ cm}^4 \\
 d = 350 \text{ mm} & r = 14 \text{ mm} & I_y = 984 \text{ cm}^4 \\
 b_f = 175 \text{ mm} & h = 300 \text{ mm} & S_x = 775 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

1. Beban yang Bekerja

a. Beban Mati

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²
- Berat sendiri pelat beton (0,09 x 2400) = 216 kg/m²
- Berat floor hardening = 5 kg/m²
- Berat plafon = 5 kg/m²
- Berat penggantung = 10 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +
- q_D = 265,2 kg/m²
- Berat profil WF = 66 kg/m
- q_{Dtotal} = 265,2 x 2,5 + 66 = 712,6 kg/m

b. Beban Hidup

- Lantai Parkir (2,5 x 400) q_{Ltotal} = 1000 kg/m

c. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \times q_{Dtotal} + 1,6 \times q_{Ltotal} \\
 &= 1,2 \times 712,6 + 1,6 \times 1000 \\
 &= 2455,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

a. Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2455,12 \times 6^2 = 11048,04 \text{ kg.m}$$

b. Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2455,12 \times 6 = 7365,36 \text{ kg}$$

3. Kontrol Kuat Momen Lentur

a. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{175}{2 \times 11} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,95 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$42,86 \leq 109,18 \rightarrow$ Penampang Kompak

- b. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 841 \times 2500 = 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 21025 \text{ kg.m} = 18922,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- c. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 600 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 196,632 \text{ cm}$$

$$L_r = 570,599 \text{ cm}$$

$$L_b \geq L_r \rightarrow \text{bentang panjang}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang panjang sehingga M_n ditentukan oleh rumus 3.32

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.32)$$

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$h_o = d - \frac{t_f}{2} = 350 - \frac{11}{2} = 344,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{984 \times 34,45}{2 \times 775} = 21,87 \text{ cm}^2$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2 t_f) t_w^3 + 2 \times \frac{1}{3} (b_f) t_f^3$$

$$J = \frac{1}{3} (35 - 2(1,1)) 0,7^3 + 2 \times \frac{1}{3} (17,5) 1,1^3$$

$$J = 19,27 \text{ cm}^4$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 7304,04 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = 7365,36 \times 1,25 - 2455,12 \times \frac{1,25^2}{2} = 7288,64 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5(11048,04)}{6,5(11048,04) + 6(7288,64)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,195$$

$$F_{cr} = \frac{1,195\pi^2(2 \times 10^6)}{\frac{600^2}{21,87}} \sqrt{1 + 0,078 \frac{19,27}{775(34,45)} \left(\frac{600^2}{21,87} \right)}$$

$$F_{cr} = 1987,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1987,06 \times 775 \leq M_p$$

$$M_n = 153999698 \text{ kg.cm} = 15399,7 \text{ kg.m} \leq M_p$$

Sehingga, kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 15399,7 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 15399,7 \text{ kg.m} = 13859,73 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

4. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{6,5} = 39,38 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{300}{6,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

$$\text{maka, } C_v = 1$$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 30 \times 0,65 \\ &= 24960 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 24960 \\ &= 22464 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

5. Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{11048,04}{13859,73} \right) \leq 1$$

$$0,8 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

6. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_D + q_L)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(7,126 + 10)600^4}{2 \times 10^6 \times 13600} \right]$$

$$= 1,06 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 350x175x7x11 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 4.5 di bawah ini. Dikarenakan seluruh bentang balok anak pada lantai parkir memiliki profil yang sama maka selanjutnya balok anak pada lantai parkir akan disebut balok anak Ba – 6.

Tabel 4.5 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lt. P1-P3

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
Ba – 5	6	2,5	WF 350x175x7x11
Ba – 5	5	2,5	WF 350x175x7x11
Ba – 5	6	2	WF 350x175x7x11
Ba – 5	5	2	WF 350x170x7x11

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB `V

PEMODELAN STRUKTUR

5.1 Penjelasan Umum

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem rangka bresing eksentrik (SRBE) yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang terdiri dari 1 lantai basement, 1 lantai lobby, 3 lantai tempat parkir, 20 lantai unit apartemen, dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 71,6 meter. Denah dari struktur yang direncanakan dalam sesuai dengan Gambar 5.1.

Pada Gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horizontal gambar. Bresing yang digunakan pada tugas akhir ini adalah tipe bresing eksentrik dengan konfigurasi *inverted-v*.

Pemodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2016. Struktur gedung akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang sebenarnya di lapangan. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur telah memenuhi persyaratan yang tertera pada SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung serta SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

5.2 Preliminary Design

5.2.1 Perencanaan Awal Balok Induk dan Balok Anak Basement

Penentuan rencana dimensi balok awal dapat dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2. Nilai tinggi balok minimal pada balok non pelat prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung dan tertumpu sederhana dengan mutu tulangan $f_y = 420$ MPa yaitu:

$$\text{Untuk balok induk} = h_{\min} = \frac{L}{16} \text{ dan } b = \frac{2}{3}h$$

$$\text{Untuk balok anak} = h_{\min} = \frac{L}{21} \text{ dan } b = \frac{2}{3}h$$

di mana:

h_{\min} = tinggi balok minimum

b = lebar balok minimum

Berdasarkan rumus di atas, perencanaan awal dimensi balok induk dan balok anak tertuang pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Rekapitulasi Dimensi Awal Balok

Jenis	Bentang (l) mm	h_{\min} mm	b_{\min} mm	h mm	b mm
BI	5000	312,5	233,3333	350	250
BI	6000	375	266,6667	400	300
BI	7500	468,75	333,3333	500	350
BI	8500	531,25	366,6667	550	400
BI	10000	625	433,3333	650	450
Ba	5000	238,0952	166,6667	300	200
Ba	6000	285,7143	200	300	200

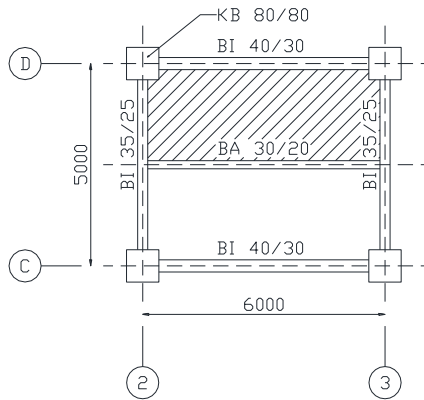
5.2.2 Perencanaan Tebal Pelat *Basement*

Direncanakan pelat tebal $h_f = 150$ mm dengan beton mutu $f_c' = 40$ MPa dan tulangan $f_y = 420$ MPa. Tebal minimum pelat tanpa panel drop diatur dalam Pasal 9.5.3.2 yaitu 125 mm. Tebal pelat dikontrol sesuai dengan Pasal 9.5.3.3 SNI 2847:2013.

$$l_n = 250 - \left(\frac{20}{2} + \frac{80}{2} \right) = 200 \text{ cm}$$

$$s_n = 600 - \left(\frac{80}{2} + \frac{80}{2} \right) = 520 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{s_n}{l_n} = \frac{520}{200} = 2,6 > 2 \text{ (pelat 1 arah)}$$



Gambar 5.1 Denah Pelat yang Direncanakan

Balok induk (40 cm × 30 cm) dengan $l_y = 600$ cm

$$b_e = \frac{1}{4} l_y = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$b_e = 8h_f + b_w = 8(15) + 30 = 150 \text{ cm}$$

$$b_e = \frac{1}{2}L + b_w = 0,5(600) + 30 = 330 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai b_e di atas, untuk balok induk (40/30) dipakai nilai b_e yang terkecil yaitu = 150 cm

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) \times \left(\frac{15}{40} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{15}{40} \right) + 4 \left(\frac{20}{65} \right)^2 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) \left(\frac{15}{40} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) \left(\frac{15}{40} \right)}$$

$$K = 2,01$$

$$I_{balok} = K \times b_w \times h_w^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 2,01 \times 30 \times 40^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 321600 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = l_n \times h_f^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 520 \times 15^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 146250 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{321600}{146250} = 2,2$$

Balok anak (30 cm × 20 cm) dengan $l_y = 600$ cm

$$b_e = \frac{1}{4} l_y = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$b_e = 8h_f + b_w = 8(15) + 20 = 140 \text{ cm}$$

$$b_e = \frac{1}{2} L + b_w = 0,5(600) + 20 = 320 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai b_e di atas, untuk balok anak (30/20) dipakai nilai b_e yang terkecil yaitu = 150 cm

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{150}{20} - 1 \right) \times \left(\frac{15}{30} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{20}{35} \right) + 4 \left(\frac{15}{30} \right)^2 + \left(\frac{150}{20} - 1 \right) \left(\frac{15}{30} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{150}{20} - 1 \right) \left(\frac{15}{30} \right)}$$

$$K = 3,007$$

$$I_{balok} = K \times b_w \times h_w^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 3,007 \times 20 \times 30^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 135330,88 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = l_n \times h_f^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 575 \times 15^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 161718 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{135330,88}{161718,75} = 0,837$$

Balok induk (35 cm × 25 cm) dengan $l_y = 250$ cm

$$b_e = \frac{1}{4} l_y = \frac{1}{4} \times 250 = 62,5 \text{ cm}$$

$$b_e = 8h_f + b_w = 8(15) + 25 = 145 \text{ cm}$$

$$b_e = \frac{1}{2} L + b_w = 0,5(250) + 25 = 150 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai b_e di atas, untuk balok induk (40/30) dipakai nilai b_e yang terkecil yaitu = 62,5 cm

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{62,5}{25} - 1 \right) \times \left(\frac{15}{35} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{15}{35} \right) + 4 \left(\frac{15}{35} \right)^2 + \left(\frac{62,5}{25} - 1 \right) \left(\frac{15}{35} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{62,5}{25} - 1 \right) \left(\frac{15}{35} \right)}$$

$$K = 1,563$$

$$I_{balok} = K \times b_w \times h_w^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 1,563 \times 25 \times 35^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{balok} = 139611,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = l_n \times h_f^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 200 \times 15^3 \times \frac{1}{12}$$

$$I_{pelat} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{139611,64}{56250} = 2,482$$

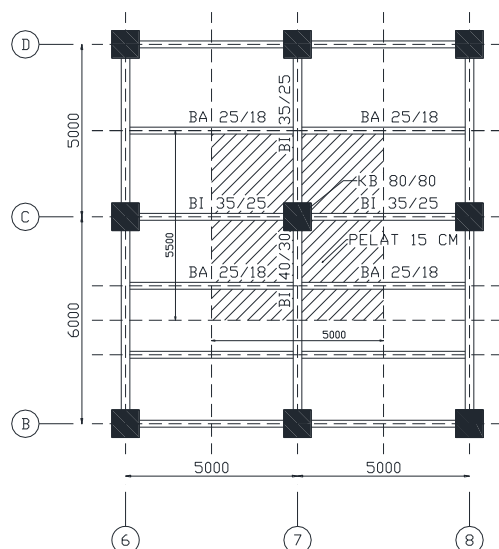
$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} \times (2 \times 2,482 + 0,837 + 2,2) = 2,00025 > 2, \text{ sehingga}$$

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{520 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(2,6)} = 9,6 > 9 \text{ cm}$$

Sehingga, digunakan pelat dengan tebal 15 cm.

5.2.3 Perencanaan Awal Kolom Basement

Perencanaan dimensi kolom basement dengan kode KB diambil dari As kolom C-7 dengan daerah pembebanan kolom sesuai dengan Gambar 5.2 di bawah ini.



Gambar 5.2 Denah Pembebanan Kolom C-7 Lantai Lobby

Perhitungan beban hidup ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Hidup pada Luas Tributari Kolom C-7

Beban Hidup	X (m)	Y (m)	q (kg/m ²)	N	Berat (kg)
Lantai Atap	5	5,5	96	1	2640
Lantai Apartemen	5	5,5	192	21	110880
Lantai Parkir	5	5,5	192	3	15840
Beban Hidup Total					129360

Menurut Pasal 4.8.2 SNI 1727:2013, beban hidup untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih boleh direduksi sebesar 20%, sehingga koefisien reduksi untuk beban hidup adalah 0,8. Jadi, total untuk beban hidup adalah sebesar :

$L = 0,8 \times 129360 = 103488 \text{ kg}$

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Mati pada Luas Tributari Kolom C-

7

Beban Mati							
Jenis Beban	X (m)	Y (m)	Tebal (m)	γ_c (kg/m ³)	γ_s (kg/m ³)	Jumlah lantai	Berat (kg)
Pelat Lantai Basement	5	5,5	0,15	2400		1	9900
Pelat Bondek	5	5,5	0,09	2400	10,1	24	149226
BI 35/25	0,35	0,25	7,5	2400		1	1575
BI 40/30	0,4	0,3	2	2400		1	576
BA 25/18	0,25	0,18	7,5	2400		1	810
BI-P-WF 600.200.11.17	5	5,5			106	3	3339
BA-P-WF 300.150.6.5.9	12,5				36,7	3	1376,25
BI-APT-5-WF 500.300.11.18	5	2,5			128	20	19200
BI-APT-6-Y-WF 600.200.11.17		3			106	20	6360
BA-APT-WF 350.175.7.11	12,5				49,6	20	12400
BI-ATAP-WF 350.175.7.11	5	5,5			49,6	1	520,8
BA-ATAP-WF 250.125.6.9	12,5				29,6	1	370
	A beton	Abaja	Tinggi	γ_c (kg/m ³)	γ_s (kg/m ³)	Jumlah lantai	Berat (kg)
KB 800/800	0,64		3,5	2400	7850	1	5376
K1 CFT 700/700/25/25	0,456	0,034	15,55	2400	7850	1	21200
K2 CFT 600/600/25/25	0,331	0,029	2,95	2400	7850	5	15105,38
K3 CFT 500/500/16/16	0,234	0,016	2,95	2400	7850	5	10115,62
K4 CFT 400/400/12/12	0,151	0,009	2,95	2400	7850	5	6424,144
K5 CFT 350/350/12/12	0,114	0,008	2,95	2400	7850	4	4000,143
Beban Mati Tambahan							
Jenis Beban	X (m)	Y (m)	Berat/m ²			Jumlah Lantai	Berat (kg)
Plafon	5	5,5	5			25	3437,5
Peenggantung Plafon	5	5,5	10			25	6875
Keramik+Spesi	5	5,5	77			21	44467,5
MEP	5	5,5	19,1			25	13131,25
Floor Hardening	5	5,5	5			3	412,5
Waterproofing	5	5,5	5			1	137,5
				Berat total			336335,6
				Sambungan (10%)			33633,56
				Berat Beban Mati Total			369969,1

Maka, berat total (W)

$$W = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (369969,1) + 1,6 (103488)$$

$$= 609543,77 \text{ kg}$$

Mutu beton $f_c' = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ kg/cm}^2$ sehingga nilai luas minimal kolom (A_{\min}) adalah

$$A_{\min} = \frac{W}{0,35 \times f_c'} = \frac{609543,77}{0,35 \times 400} = 4354 \text{ cm}^2$$

Gunakan dimensi kolom $80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 6400 \text{ cm}^2 > 4354 \text{ cm}^2$

5.2.4 Perencanaan Awal *Shear Wall*

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1 menyatakan bahwa tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang penumpu dan menurut Pasal 14.5.3.1, dinding basement eksterior tidak boleh kurang dari 190 mm. Berdasarkan syarat tersebut, maka direncanakan *shear wall* tipe SW-1 dengan tebal 250 mm dan SW-2 dengan tebal 300 mm.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Dimensi Awal *Shear Wall*

Tipe	Lebar mm	Tinggi mm	L/25 mm	H/25 mm	Tebal mm
SW-1	5000	3500	200	140	250
SW-2	6000	3500	240	140	300

5.3 Pemodelan Struktur

5.3.1 Data Masukan Material pada ETABS 2016

Material yang akan digunakan adalah beton dan baja. Material beton yang digunakan adalah beto mutu $f_c' 30 \text{ MPa}$ untuk pelat beton bondek dan mutu $f_c' 40 \text{ MPa}$ untuk beton kolom CFT dan struktur beton bertulang dari lantai basement. Selain itu, baja yang digunakan adalah baja mutu BJ 41. Berikut ini adalah data material yang didefinisikan dalam program bantu.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Property Data

↓

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: MPa

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Gambar 5.3 Input Material Beton f_c 30 MPa

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Property Data

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: MPa

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Gambar 5.4 Input Material Beton f_c' 40 MPa

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Property Data

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: MPa

Effective Yield Stress, Fye: MPa

Effective Tensile Strength, Fue: MPa

Gambar 5.5 Input Material Baja BJ 41

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Property Data

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Cold Formed Materials

Minimum Yield Stress, Fy: MPa

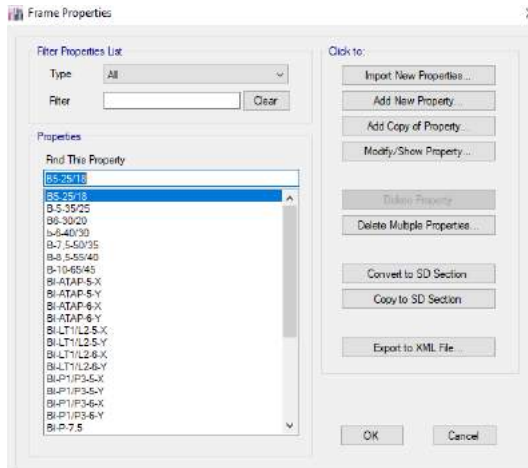
Minimum Tensile Strength, Fu: MPa

Gambar 5.6 Input Material Bondek

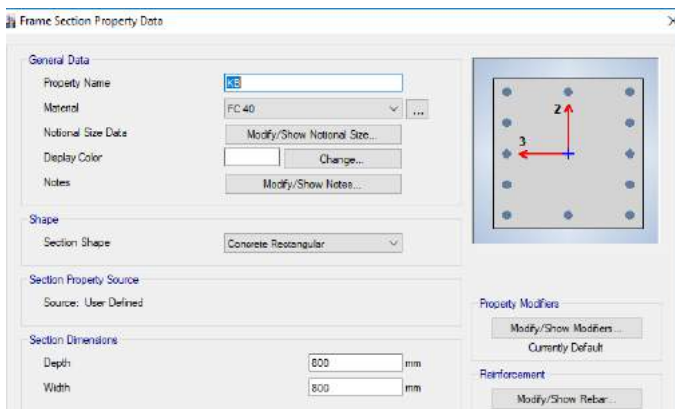
5.3.2 Data Masukan Elemen Struktur

Data masukan elemen struktur yang dimaksudkan dalam subbab ini adalah data dari elemen struktur dari kolom CFT maupun kolom beton bertulang, balok profil WF maupun beton bertulang, dan bresing.

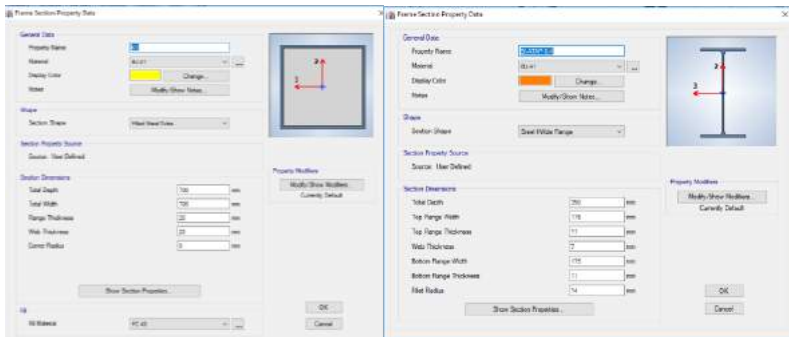
Pada program bantu yang digunakan telah disediakan form untuk mengisi dimensi maupun mutu material yang digunakan seperti gambar di bawah ini.



Gambar 5.7 Input Form Elemen Struktur pada ETABS 2016



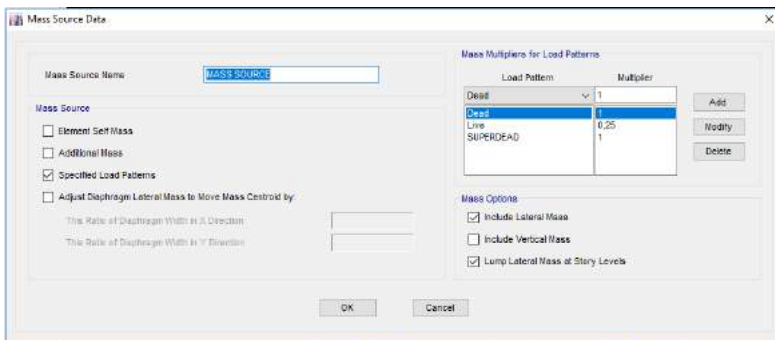
Gambar 5.8 Pemodelan Kolom Beton Bertulang dalam ETABS 2016



Gambar 5.9 (a) Pemodelan Kolom CFT dan (b) Balok WF pada ETABS 2016

5.3.3 Besaran Massa

Besaran massa elemen struktur (*mass source*) adalah massa struktur yang akan digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal pada pilihan *Define*→*Mass Source*. Dalam peninjauan pembebanan gempa, massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan faktor reduksi 0,25 sesuai dengan Pasal 7.7.2 Poin 1 SNI 1726:2012



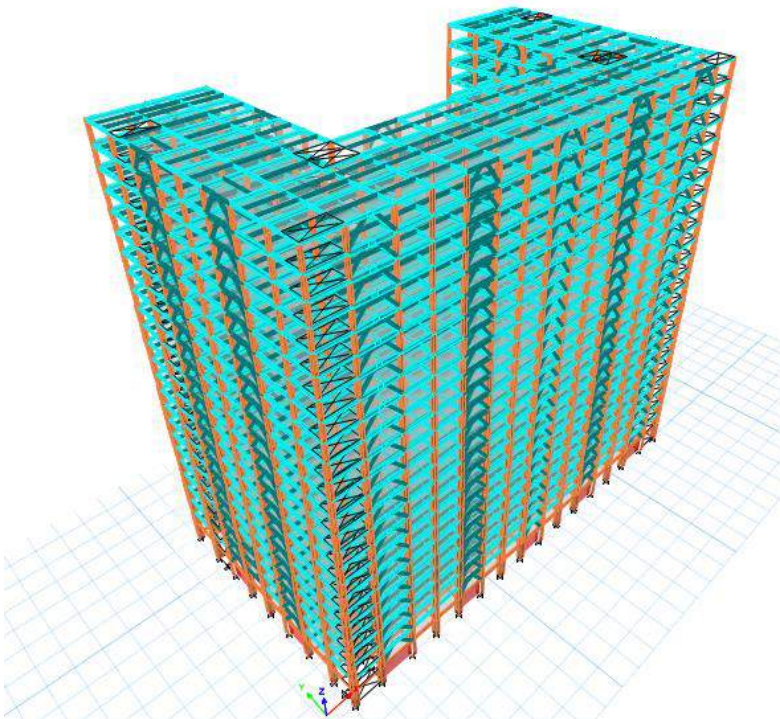
Gambar 5.10 Input Form Mass Source pada ETABS 2016

5.3.4 Lantai Tingkat sebagai Diafragma

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.3.1.2, lantai dengan dek metal yang diberi penutup topping beton dapat dianggap kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal.

5.3.5 Pemodelan Struktur 3 Dimensi

Berikut ini adalah pemodelan struktur 3 dimensi yang sudah dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2016.



Gambar 5.11 Pemodelan Gedung Apartemen Puncak CBD secara 3D dengan Program Bantu ETABS 2016

5.4 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada SNI 1727:2013, PPPURG 1987, dan ASCE 7-16 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati pada struktur sendiri terdiri dari beban sendiri bangunan dan beban mati tambahan seperti beban dinding dan beban merata. Untuk beban sendiri bangunan didapatkan dari analisis ETABS sedangkan beban mati tambahan sesuai dengan ASCE 7-16 dan PPPURG 1987. Berikut ini merupakan rincian beban mati tambahan pada struktur:

- a. Beban plafon (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1b, *Acoustical fiberboard*) = 5 kg/m².
- b. Beban penggantung plafon (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1b, *Suspended steel channel system*) = 10 kg/m²
- c. Beban mekanikal dan elektrik (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1b, *Mechanical duct allowance*) = 19,1 kg/m²
- d. Beban keramik+spesi (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1B, *Ceramic tile (19 mm) on 13 mm mortar bed*) = 77 kg/m²
- e. Beban *waterproofing* (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1b, *Waterproofing liquid applied*) = 5 kg/m²
- f. Beban dinding bata (ASCE 7-16, Tabel C3.1-1b, *Exterior stud walls with brick veneer*) = 230 kg/m²
- g. Beban dinding partisi (Pasal 4.3.2 SNI 1727:2013) = 72 kg/m²

Beban mati tambahan yang dihitung pada struktur ini adalah sebagai berikut:

- a. Pelat lantai atap

- Berat <i>waterproofing</i>	= 5	kg/m ²
- Berat plafon	= 5	kg/m ²
- Berat penggantung plafon	= 10	kg/m ²
- Berat <i>ducting</i> dan <i>plumbing</i>	= 19,1	kg/m ² +
	$q_D = 39,1$	kg/m ²
- b. Pelat lantai unit apartemen 1-20 dan lobby

- Beban dinding partisi	= 72	kg/m ²
- Berat plafon	= 5	kg/m ²
- Berat penggantung plafon	= 10	kg/m ²
- Berat keramik+spesi	= 77	kg/m ²
- Berat <i>ducting</i> dan <i>plumbing</i>	= <u>19,1</u>	<u>kg/m² +</u>
	q _D = 183,1	kg/m ²

c. Pelat lantai parkir P1-P3

- Berat <i>floor hardening</i>	= 5	kg/m ²
- Berat plafon	= 5	kg/m ²
- Berat penggantung plafon	= 10	kg/m ²
- Berat <i>ducting</i> dan <i>plumbing</i>	= <u>19,1</u>	<u>kg/m² +</u>
	q _D = 39,1	kg/m ²

Beban mati struktur yang meliputi berat profil baja, bondek, dan beton tidak perlu dihitung karena akan otomatis terhitung pada program bantu.

2. Beban hidup

Beban hidup pada struktur bersifat tidak menumpu pada struktur bangunan. Beban hidup diambil dari Tabel 4-1 SNI 1727:2013. Beban hidup yang bekerja pada apartemen ini adalah:

a. Lantai atap

Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang = 96 kg/m²

b. Lantai unit apartemen 1-20

Semua ruang kecuali tangga dan balkon = 192 kg/m²

c. Lantai parkir P1-P3

Garasi/parkir, mobil penumpang saja = 400 kg/m²

d. Lantai lobby

Lantai lobby/perkantoran = 479 kg/m²

Pembebanan struktur utama akibat beban mati dan beban hidup dalam struktur ini dimodelkan pembebanan satu arah, di mana beban didistribusikan ke pelat bondeks, lalu menumpu ke balok anak dan balok anak menumpu ke balok induk kemudian disalurkan ke kolom. Pembebanan satu arah dapat dimodelkan dalam ETABS dengan memilih *deck slab*.

3. Beban gempa

Apartemen Puncak CBD direncanakan di kota Bandar Lampung yang termasuk zona gempa kuat. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini menggunakan analisis beban gempa dinamik, dengan menggunakan parameter sesuai SNI 1726:2012.

5.5 Pembebanan Gempa Dinamis

5.5.1 Penentuan Klasifikasi Situs

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, struktur bangunan ini termasuk ke dalam kondisi tanah lunak sehingga untuk pembebanan gempa digunakan *Response Spectrum* dengan klasifikasi tanah lunak.

Untuk mengetahui klasifikasi tanah, maka dilakukan tes penetrasi tanah (SPT) sesuai data tanah daerah Bandar Lampung yang menjadi lokasi dibangunnya apartemen tersebut. Penentuan jenis tanah untuk peninjauan gempa adalah data tanah ada lapisan setebal maksimum 30 meter paling atas sesuai dengan Pasal 5.1 SNI 1726:2012.

Data N-SPT yang berada pada lampiran dapat dirangkum berdasarkan kedalaman per-2 meter seperti yang terdapat pada tabel

Tabel 5.5 Rekap Nilai NSPT tiap 2 meter

Depth (m)	N value	Depth (m)	N value
0	0	16	21
2	0	18	35
4	0	20	41
6	1	22	30
8	2	24	26
10	2	26	8
12	1	28	20
14	15	30	43

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{15 \times 2}{\frac{2}{1} + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} + \frac{2}{1} + \frac{2}{15} + \frac{2}{21} + \frac{2}{35} + \frac{2}{41} + \frac{2}{30} + \frac{2}{26} + \frac{2}{8} + \frac{2}{20} + \frac{2}{43}}$$

$$\bar{N} = 4,36 < 15 \text{ (Tanah lunak)}$$

Berdasarkan data tersebut didapatkan bahwa lokasi gedung Apartemen Puncak CBD berjenis tanah lunak.

5.5.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Penentuan respon spektrum rencana menggunakan SNI 1726:2012 dengan beberapa parameter yang harus ditentukan, berikut merupakan parameter yang ditentukan sesuai peraturan:

1. Kategori Resiko Bangunan Gedung
Sesuai dengan Tabel 3.3, untuk apartemen termasuk dalam Kategori Risiko II.
2. Faktor Keutamaan
Sesuai dengan Tabel 3.7, setelah didapatkan bahwa gedung termasuk dalam risiko II maka, ditentukan Faktor Keutamaan Gempa, $I_e = 1,0$.
3. Parameter Percepatan Gempa
Berdasarkan pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3, kota Bandar Lampung memiliki nilai sebagai berikut:
 $S_s = 0,739 \text{ g}$
 $S_1 = 0,318 \text{ g}$
4. Faktor Koefisien Situs
Sesuai dengan Tabel 3.4 dan Tabel 3.5, didapatkan nilai F_a dan F_v untuk tanah lunak (SE) sebagai berikut:
 $F_a = 1,221 \text{ (interpolasi linear)}$
 $F_v = 2,73 \text{ (interpolasi linear)}$
5. Percepatan Spektral Desain
Sebelum menghitung percepatan spektral desain, dihitung dulu parameter spektrum respons percepatan periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh

klasifikasi situs sesuai dengan rumus 3.2 dan rumus 3.3 sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,221 \times 0,739 = 0,9$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,73 \times 0,318 = 0,87$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,9 = 0,6$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,87 = 0,58$$

6. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 dengan $S_{DS} = 0,6$ dan $S_{M1} = 0,58$ dan gedung termasuk dalam kategori risiko II maka untuk kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D dengan sistem struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris dan sistem ganda tidak memiliki batasan ketinggian.

7. Parameter Struktur

Berdasarkan Tabel 3.10, didapatkan nilai parameter struktur untuk rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentrik dengan sistem ganda yang mana rangka pemikul momen khusus mampu menahan setidaknya 25% gaya gempa yang ditetapkan. Berikut ini adalah parameter strukturnya:

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 2^{1/2}$$

$$C_d = 4$$

8. Model Respon Spektrum

Grafik respons spektrum rencana sesuai dengan Pasal 6.4 SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut:

a. Batasan Periode

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,58}{0,6} = 0,193 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,58}{0,6} = 0,967 \text{ detik}$$

b. Respons Spektrum Percepatan saat $T < T_o$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right), \text{ dicoba saat } T = 0$$

$$S_a = 0,6 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,193} \right) = 0,24$$

- c. Respons Spektrum Percepatan saat $T_o \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} = 0,6$$

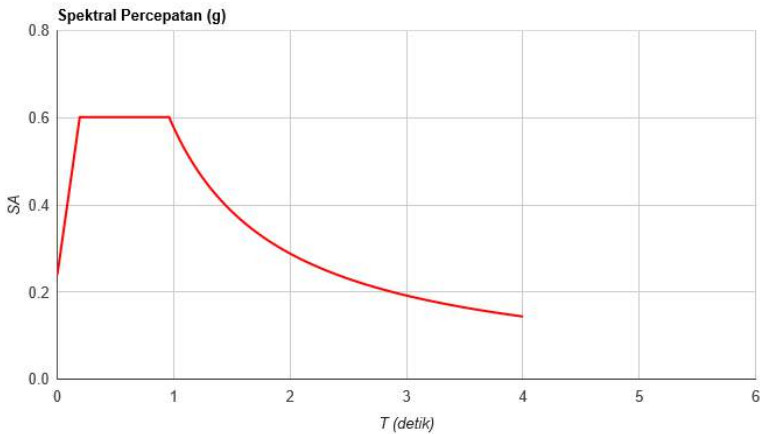
- d. Respons Spektrum Percepatan saat $T \geq T_s$,

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} = \frac{0,58}{1} = 0,58 \rightarrow \text{saat } T = 1 \text{ detik}$$

Untuk selanjutnya, nilai periode fundamental (T) dan nilai respons spektra (Sa) akan ditabelkan pada Tabel

Tabel 5.6 Respon Spektrum Rencana

T	Sa	T	Sa	T	Sa
0	0,241	1,867	0,295	3,067	0,183
0,193	0,602	1,967	0,281	3,167	0,177
0,967	0,602	2,067	0,268	3,267	0,172
0,967	0,545	2,167	0,256	3,367	0,167
1,067	0,498	2,267	0,245	3,467	0,162
1,167	0,459	2,367	0,235	3,567	0,158
1,267	0,425	2,467	0,226	3,667	0,154
1,367	0,396	2,567	0,217	3,767	0,15
1,467	0,37	2,667	0,209	3,867	0,146
1,567	0,348	2,767	0,202	3,967	0,14
1,667	0,328	2,867	0,195		
1,767	0,311	2,967	0,189		



Gambar 5.12 Respon Spektrum Rencana

5.5.3 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang baik dalam arah x dan arah y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30% sesuai Pasal 7.5.3 SNI 1726:2012.

- Gempa Respons Spektrum X:
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
 - Gempa Respons Spektrum Y:
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X
- Maka dari itu, untuk 100% dari beban gempa:

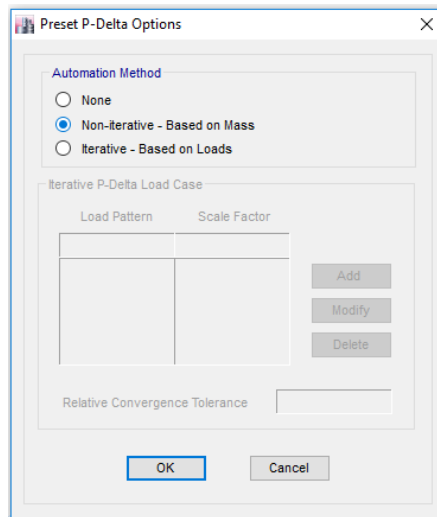
$$\text{Skala faktor} = 100\% \times g \times \frac{I}{R} = 1 \times 9,81 \times \frac{1}{8} = 1,226$$

Untuk 30% dari beban gempa:

$$\text{Skala faktor} = 30\% \times g \times \frac{I}{R} = 0,3 \times 9,81 \times \frac{1}{8} = 0,368$$

5.6 Pembebanan P Delta

Apartemen Puncak CBD memiliki ketinggian hingga 71,6 meter dengan jumlah lantai sebanyak 25 buah, sehingga harus dianalisis menggunakan pengaruh P-Delta. Pengaruh P-Delta adalah suatu gejala yang terjadi akibat beban gempa lateral yang menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Input pembebanan delta P dapat dilihat pada Gambar



Gambar 5.13 Pembebanan P-Delta

5.7 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung mulai bekerja. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang

direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-benan yang bekerja dengan factor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*). Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur ini mengacu pada Pasal 6.2.2 SNI 1726:2012 mengenai gempa sebagai berikut:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 0,5L ± Ex
- 1,2D + 0,5L ± Ey
- 0,9D ± Ex
- 0,9D ± Ey

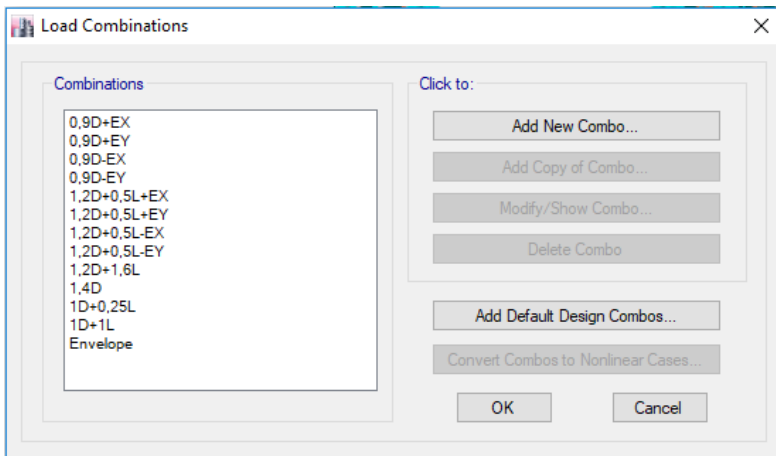
Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS 2016 dengan menggunakan *option load combination* yang dapat dilihat pada Gambar



Gambar 5.14 Kombinasi Pembebanan

5.8 Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur

Berat struktur pada pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016 perlu untuk dikontrol dengan perhitungan manual. Hasil analisis ETABS 2016 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5%.

Tabel 5.7 Beban Superdead

BEBAN SUPERDEAD				
Lantai	SDL (kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	BERAT (kg)
Atap	39,1	1964	1	76792,4
Apartemen	183,1	1964	20	7192168
Parkir	39,1	3134	3	367618,2
Lobby	183,1	3134	1	573835,4
TOTAL				8210414

Tabel 5.8 Berat Dinding Bata

BEBAN SUPERDEAD DARI DINDING BATA						
Lantai	Keliling Dinding Eksterior (m)	Berat/Luas Dinding (kg/m ²)	Jarak Antar Lantai (m)	Berat Terbagi Rata (kg/m)	Jumlah Lantai	Berat (kg)
Lobby dan Parkir	238	230	3,15	724,5	4	689724
Apartemen	290	230	2,95	678,5	20	3935300
TOTAL						4625024

Tabel 5.9 Berat Bondek dan Pelat Beton

BEBAN MATI AKIBAT BONDEK DAN PELAT BETON						
Lantai	Tebal beton (m)	Berat Jenis Beton (kg/m ³)	Berat/Luas Bondek (kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	BERAT (kg)
Atap	0,135	2400	10,1	1964	1	656172,4
Apartemen	0,135	2400	10,1	1964	20	13123448
Parkir	0,135	2400	10,1	3134	3	3141208,2
Lobby	0,15	2400		3134	1	1128240
TOTAL						18049068,6

Tabel 5.10 Berat Balok Profil WF

BEBAN MATI STRUKTUR BALOK PROFIL WF					
Jenis	W (kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Jumlah Lantai	Berat (kg)
BALOK INDUK LANTAI ATAP					
BI-ATAP-5-X WF 350.175.7.11	49,6	5	148	1	36704
BI-ATAP-6-X WF 350.175.7.11	49,6	6	50	1	14880
BALOK INDUK LANTAI APARTEMEN					
BI-APT-5 WF 500.300.11.18	128	5	2960		1894400
BI-APT-6 WF 600.200.11.17	106	6	1000		636000
BALOK INDUK LANTAI PARKIR					
BI-P-5 WF 600.200.11.17	106	5	513		271890
BI-P-6 WF 600.200.11.17	106	6	150		95400
BI-P-7,5 WF 450.200.9.14	76	7,5	24		13680
BI-P-8,5 WF 450.200.9.14	76	8,5	24		15504
BI-P-10 WF 450.200.9.14	76	10	24		18240
BALOK ANAK LANTAI ATAP					

BEBAN MATI STRUKTUR BALOK PROFIL WF					
Jenis	W (kg/m)	Panjang (m)	Jumlah	Jumlah Lantai	Berat (kg)
WF 300.150.6,5.9	36,7	6	20		4404
WF 250.125.6.9	29,6	5	80		11840
BALOK ANAK LANTAI APARTEMEN					
WF 350.175.7.11	49,6	6	20	20	119040
WF 350.175.7.11	49,6	5	80	20	396800
BALOK ANAK LANTAI PARKIR					
WF 350.175.7.11	49,6	6	20	3	17856
WF 300.150.6,5.9	36,7	5	158	3	86979
TOTAL					3633617
<i>BRACING DOUBLE C</i> 300.100.10.16 - 6 - P	94,3	4,1	8	4	12372,16
<i>BRACING DOUBLE C</i> 300.100.10.16- 6 - APT	94,3	3,9	8	20	59579,4944
<i>BRACING DOUBLE C</i> 300.100.10.16 - 5 - P	94,3	3,8	12	4	17199,4147
<i>BRACING DOUBLE C</i> 300.100.10.16 - 5 - APT	94,3	3,6	12	20	82283,1624
TOTAL					171434,232

Tabel 5.11 Berat Balok Beton Bertulang

Dimensi		Bentang (m)	γ_{beton} (kg/m ³)	Jumlah	Berat (kg)
h (m)	d (m)				
0,35	0,25	5	2400	163	171150
0,4	0,3	6	2400	42	72576
0,5	0,35	7,5	2400	8	25200
0,55	0,4	8,5	2400	8	35904
0,65	0,45	10	2400	8	56160
0,3	0,2	5	2400	149	107280
0,3	0,2	6	2400	20	17280
TOTAL					485550

Tabel 5.12 Berat *Shear Wall*

BEBAN MATI <i>SHEAR WALL</i>						
Jenis	Tebal (m)	Panjang (m)	γ_{beton} (kg/m ³)	Tinggi (m)	Jumlah	Berat (kg)
SHEAR WALL - 5	0,25	5	2400	3,5	6	63000
SHEAR WALL - 6	0,3	6	2400	3,5	4	60480
TOTAL						123480

Tabel 5.13 Perhitungan Berat Kolom

Jenis Kolom	A beton	A baja	Tinggi (m)	γ_c (kg/m ³)	γ_s (kg/m ³)	Jumlah Tiap Lantai	Jumlah Lantai	Berat (kg)
KB 800/800	0,640	0	3,5	2400		128	1	688128
K1 CFT 600/600/25/25 - P	0,456	0,034	3,15	2400	7850	128	3	1238744
K1 CFT 600/600/25/25 - P	0,456	0,034	3,15	2400	7850	104	1	335493,1
K1 CFT 600/600/25/25	0,331	0,029	2,95	2400	7850	104	6	1885152
K2 CFT 500/500/16/16	0,234	0,016	2,95	2400	7850	104	5	1052025
K3 CFT 400/400/12/12	0,151	0,009	2,95	2400	7850	104	5	668111
K4 CFT 350/350/12/12	0,114	0,008	2,95	2400	7850	104	4	416014,9
TOTAL								6283667,157

Tabel 5.14 Perhitungan Beban Hidup

Lantai	Luas (m ²)	Beban (kg/m ²)	Jumlah Lantai	Berat (kg)
Atap	1964	96	1	188544
Apartemen	1964	192	20	7541760
Pakir	3134	192	3	1805184
Lobby	3134	192	1	601728
TOTAL				10137216

Tabel 5.15 Perhitungan Berat Struktur Total

Jenis		Berat (kg)
Beban Mati Total		
Bondek dan Pelat Beton		18049068,6
Profil Balok WF		3805051,23
Balok Beton Bertulang		485550
Shear Wall		123480
Kolom		6283667,157
D =		29345574
Sambungan (10%)	1,1D =	32280131,4
Beban Mati Superdead		
Superdead		8210414
Dinding Bata		4625024
D _{total} =		44456936,69
Beban Hidup		
L _{total} =		10137216
1D _{total} +1L _{total} =		54594152,69

Sehingga beban mati dan beban hidup dengan kombinasi $1D_{total}+1L_{total}$ adalah 54594152,69 kg.

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS 2016 haruslah mendekati yang telah dihitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS 2016 dapat dikatakan benar. Berikut ini adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS 2016.

Tabel 5.16 Output ETABS 2016 dari Kombinasi Beban 1D+1L

Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1D+1L	0	0	54970046

Hasil beban mati dan hidup (D+L) dari ETABS 2016 adalah . Selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari ETABS 2016 adalah sebagai berikut:

$$54970046 - 54594152,69 = 375893,31 \text{ kg}$$

$$(375893,31 / 54970046) \times 100 = 0,68\% < 5\% \text{ (OK)}$$

Jadi, permodelan struktur dapat diterima.

5.9 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut:

1. Kontrol partisipasi
2. Kontrol periode getar struktur
3. Kontrol nilai akhir respon spectrum
4. Kontrol batas simpangan (*drift*)
5. Kontrol sistem ganda

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

5.9.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan ETABS 2016 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel berikut:

Tabel 5.17 Rasio Partisipasi Massa Apartemen Puncak CBD

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2,509	0	0,7233
Modal	2	2,234	0,5509	0,7233
Modal	3	2,181	0,7026	0,7233
Modal	4	0,876	0,7026	0,8363

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	5	0,764	0,7991	0,8363
Modal	6	0,753	0,8223	0,8363
Modal	7	0,504	0,8223	0,88
Modal	8	0,432	0,8599	0,88
Modal	9	0,428	0,8686	0,88
Modal	10	0,351	0,8686	0,9043
Modal	11	0,3	0,8897	0,9043
Modal	12	0,294	0,8943	0,9043
Modal	13	0,267	0,8943	0,9213
Modal	14	0,228	0,9082	0,9213
Modal	15	0,223	0,9113	0,9213
Modal	16	0,211	0,9113	0,9325
Modal	17	0,181	0,9202	0,9325
Modal	18	0,177	0,9222	0,9325
Modal	19	0,175	0,9222	0,9411
Modal	20	0,151	0,9286	0,9411

Dari tabel di atas didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 90,82% pada moda ke 14 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,43% pada moda ke 10. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.9.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari $T = C_t \times h_n^x$.

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atasnya, dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur Apartemen Puncak CBD memiliki tinggi struktur 75,1 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai:

Tabel 14 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 15 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber: SNI 1726:2012

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 75,1 \text{ m}$$

maka :

- Menghitung Periode Fundamental Perkiraan
 $T_a = 0,0731 \times 75,1^{0,75} = 1,86 \text{ detik}$
- Menghitung Batas Atas Periode Struktur

Nilai C_u didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,58$, maka:

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 1,86 = 2,61 \text{ detik}$$

Menurut Pasal 7.9.4.1 SNI 1726:2012, periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Keterangan:

T_c = Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisis struktur

Berdasarkan hasil analisis program bantu ETABS 2016 maka didapat $T_c = 2,509$ detik. Sehingga, $T_c = 2,509$ detik; $T_a = 1,86$ detik; $C_u \times T_a = 2,61$ detik. Karena $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah $T_c = 2,509$ detik. Berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \times T_a$ sehingga struktur gedung masih memenuhi syarat Pasal 7.8.2 SNI 1726:2012.

5.9.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \times W \quad (\text{Pasal 7.8.1 SNI 1726:2012})$$

Di mana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} = \frac{0,6}{\frac{8}{1}} = 0,075$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,6}{2,509 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,03$$

Nilai C_s harus lebih besar dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,6 \times 1,0 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,026 \geq 0,01$$

Maka diambil $C_s = 0,03$

Berdasarkan analisis yang sudah dilakukan dengan program bantu ETABS 2016, didapatkan berat seismik bangunan struktur Apartemen Puncak CBD sesuai dengan Tabel

Tabel 5.18 Output ETABS 2016 dari Kombinasi Beban
1D+0,25L

Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1D+0,25L	2,204E-06	0,0028	47367134

Berdasarkan tabel di atas, didapat berat seismik bangunan sebesar 47367134 kg. Maka

$$V_{\text{statik}} = C_s \times W$$

$$= 0,03 \times 47367134$$

$$= 1421014,02 \text{ kg}$$

Berdasarkan hasil analisis menggunakan program bantu ETABS 2016, didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) akibat beban gempa arah X dan arah Y sebagai berikut:

Tabel 5.19 Reaksi pada Perletakan

Combo	FX kgf	FY kgf
EX Max	1181819,28	325062,03
EY Max	354545,79	1083540,1

Kontrol:

Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 V_{\text{statik}}$$

$$1181819,28 \leq 0,85(1421014,02)$$

$$1181819,28 \leq 1207861,92 \quad (\text{NOT OK})$$

Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$1083540,1 \leq 0,85(1421014,02)$$

$$1083540,11 \leq 1207861,92 \quad (\text{NOT OK})$$

Berdasarkan kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut Pasal 7.9.4.2 SNI 1726:2012 tertulis jika gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut:

- Arah X

$$Faktor = \frac{0,85V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamikX}}} = \frac{1207861,92}{1181819,28} = 1,05$$

$$U_1 = \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,05 = 1,29$$

$$U_2 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,05 = 0,386$$

- Arah Y

$$Faktor = \frac{0,85V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamikY}}} = \frac{1207861,92}{1083540,11} = 1,12$$

$$U_1 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,12 = 0,412$$

$$U_2 = \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,12 = 1,373$$

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukan kembali faktor U_1 dan U_2 arah X dan Y, lalu dilakukan analisis ulang untuk mendapatkan *base reaction* yang baru.

Tabel 5.20 Reaksi pada Perletakan setelah Dikalikan Faktor

Combo	FX kgf	FY kgf
EX Max	1243259,43	341077,66
EY Max	397072,00	1213211,46

Dilakukan kontrol ulang terhadap gempa arah X dan Y sebagai berikut:

Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$1243259,43 \geq 0,85(1421014,02)$$

$$1243259,43 \geq 1207861,92 \quad (\text{OK})$$

Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$1213211,46 \geq 0,85(1421014,02)$$

$$1213211,46 \geq 1207861,92 \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan kontrol di atas didapatkan bahwa analisis struktur memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8

5.9.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan Pasal 7.9.3 SNI 1726:2012, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus:

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Di mana:

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1:

$$\Delta_{i1} = C_d \times \delta_{e1}/I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2:

$$\Delta_{i1} = (\delta_{e2} - \delta_{e1})C_d/I$$

Di mana:

δ_{e1} = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = faktor pembesaran defleksi

I = faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari Tabel 3.10 didapatkan $C_d = 4$ dan dari Tabel 3.7 didapat nilai $I = 1$. Berdasarkan Tabel 16 SNI 1726:2012 untuk semua struktur lainnya, simpangan antar tingkat ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02h_{sx}$$

Di mana:

H_{sx} = tinggi tingakat di bawah x

Untuk tinggi tingkat 3,5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02(3,5) = 0,07 \text{ m} = 70 \text{ mm}$$

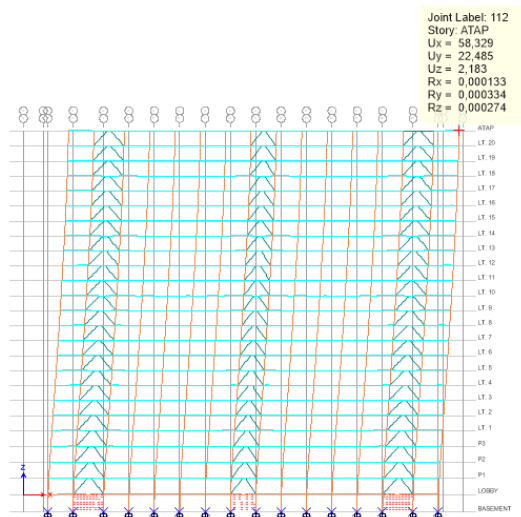
Untuk tinggi tingkat 3,15 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02(3,15) = 0,063 \text{ m} = 63 \text{ mm}$$

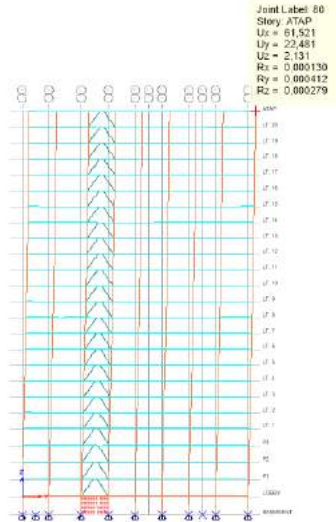
Untuk tinggi tingkat 2,95 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02(2,95) = 0,059 \text{ m} = 59 \text{ mm}$$

Simpangan yang terjadi didapatkan dari analisis program bantu ETABS 2016 seperti pada gambar 5.15:



Gambar 5.15 Simpangan Akibat Gempa Arah X



Gambar 5.16 Simpangan Akibat Gempa Arah Y

Tabel 5.21 Kontrol Simpangan Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah X				Ket.
		δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	75,1	61,521	1,18	4,72	59	OK
20	72,15	60,341	1,395	5,58	59	OK
19	69,2	58,946	1,67	6,68	59	OK
18	66,25	57,276	1,942	7,768	59	OK
17	63,3	55,334	2,003	8,012	59	OK
16	60,35	53,331	2,216	8,864	59	OK
15	57,4	51,115	2,403	9,612	59	OK
14	54,45	48,712	2,575	10,3	59	OK
13	51,5	46,137	2,762	11,048	59	OK
12	48,55	43,375	2,558	10,232	59	OK

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah X				Ket.
		δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δ_a (mm)	
11	45,6	40,817	2,693	10,772	59	OK
10	42,65	38,124	2,806	11,224	59	OK
9	39,7	35,318	2,911	11,644	59	OK
8	36,75	32,407	3,033	12,132	59	OK
7	33,8	29,374	2,921	11,684	59	OK
6	30,85	26,453	2,879	11,516	59	OK
5	27,9	23,574	2,909	11,636	59	OK
4	24,95	20,665	2,974	11,896	59	OK
3	22	17,691	3,021	12,084	59	OK
2	19,05	14,67	3,042	12,168	59	OK
1	16,1	11,628	3,191	12,764	63	OK
P3	12,95	8,437	2,936	11,744	63	OK
P2	9,8	5,501	2,715	10,86	63	OK
P1	6,65	2,786	2,112	8,448	63	OK
Lobby	3,5	0,674	0,674	2,696	70	OK

Tabel 5.22 Kontrol Simpangan Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah Y				Ket.
		δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	75,1	70,352	0,952	3,808	59	OK
20	72,15	69,4	1,22	4,88	59	OK
19	69,2	68,18	1,594	6,376	59	OK
18	66,25	66,586	1,956	7,824	59	OK
17	63,3	64,63	2,028	8,112	59	OK

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah Y				Ket.
		δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δ_a (mm)	
16	60,35	62,602	2,294	9,176	59	OK
15	57,4	60,308	2,542	10,168	59	OK
14	54,45	57,766	2,772	11,088	59	OK
13	51,5	54,994	3,002	12,008	59	OK
12	48,55	51,992	2,714	10,856	59	OK
11	45,6	49,278	2,872	11,488	59	OK
10	42,65	46,406	3,032	12,128	59	OK
9	39,7	43,374	3,191	12,764	59	OK
8	36,75	40,183	3,366	13,464	59	OK
7	33,8	36,817	3,242	12,968	59	OK
6	30,85	33,575	3,363	13,452	59	OK
5	27,9	30,212	3,486	13,944	59	OK
4	24,95	26,726	3,602	14,408	59	OK
3	22	23,124	3,704	14,816	59	OK
2	19,05	19,42	3,777	15,108	59	OK
1	16,1	15,643	4,031	16,124	63	OK
P3	12,95	11,612	3,83	15,32	63	OK
P2	9,8	7,782	3,58	14,32	63	OK
P1	6,65	4,202	2,908	11,632	63	OK
Lobby	3,5	1,294	1,294	5,176	70	OK

Berdasarkan kontrol di atas, maka analisis struktur Apartemen Puncak CBD memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

5.9.5 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1727:2012 Pasal 7.2.5.1, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan SRBE.

Tabel 5.23 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul Akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SRBE	471222	70%	359541	53%
SRPM	204210	30%	319367	47%
Total	675432	100%	678908	100%

Berdasarkan perhitungan di atas, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) menahan gaya gempa arah X sebesar 30% dan gaya gempa arah Y sebesar 47% yang mana telah melebihi ketentuan bahwa SRPM harus menahan gaya gempa setidaknya 25%. Jadi, konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1.

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Perencanaan Balok *Link*

6.1.1 Perencanaan Balok *Link* Arah X

Pada perhitungan *link* arah X, diambil *link* yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomer B249 pada lantai 1

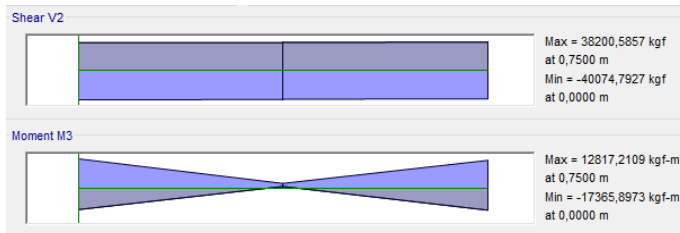


Gambar 6.1 Posisi *Link* Arah X

Untuk *link* arah X digunakan profil WF 600x200x11x17 dengan data profil sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$r = 22 \text{ mm}$	$i_y = 4,12 \text{ cm}$
$A = 134,4 \text{ cm}^2$	$h = 522 \text{ mm}$	$S_x = 2590 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 77600 \text{ cm}^4$	$S_y = 228 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$I_y = 2280 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2863 \text{ cm}^3$
$t_f = 17 \text{ mm}$	$i_x = 24 \text{ cm}$	

Berdasarkan hasil analisis ETABS 2016, *link* arah X memiliki gaya dalam maksimum sebagai berikut:



Gambar 6.2 Gaya Dalam pada Balok *Link* B249 Lantai 1
 $V_u = -40074,79 \text{ kg}$

$$M_u = -17365,9 \text{ kg.m}$$

$$\Delta_e = 3,191 \text{ mm}$$

a. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{F_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{0}{0,9 \times 336000} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{F_y}} \times \left(1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi N_y} \right) = 86,33$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

b. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \times F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (600 - 2 \times 17) \times 11$$

$$V_p = 93390 \text{ kg}$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7157500}{75} = 190866,667 \text{ kg}$$

Sehingga diambil V yang terkecil yaitu $V_p = 93390 \text{ kg}$

$$\phi V_n = 0,9 \times 93390 = 84051 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 84051 \text{ kg} \geq 40074,79 \text{ kg (OK)}$$

c. Kontrol Sudut Rotasi *Link*

Sudut rotasi *link*

$$\frac{1,6M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 7157500}{93390} = 122,62 \text{ cm}$$

$$\frac{2,6M_p}{V_p} = \frac{2,6 \times 7157500}{93390} = 199,27 \text{ cm}$$

$$e = 75 \text{ cm} < \frac{1,6M_p}{V_p} \text{ sehingga berdasarkan SNI 02-1729-2002}$$

Pasal 15.13.2.7, $\alpha_{\text{maks}} = 0,08 \text{ radian}$.

$$\Delta = C_d \times \Delta_e = 4 \times 3,191 = 12,764 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \phi = \left(\frac{600}{100} \right) \times \left(\frac{1,2764}{315} \right) = 0,0243 \text{ radian} < 0,08 \text{ radian}$$

6.1.2 Perencanaan Pengaku *Link* Arah X

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, pada pertemuan batang bresing dengan *link*, harus dipasang pengaku setinggi bada *link* dan berada pada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_f)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara

$0,75t_w$ atau 10 mm. b_f dan t_f merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 M_p/V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut ini:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30t_w - d/5 = 30(1,1) - 60/5 = 21 \text{ cm}$$

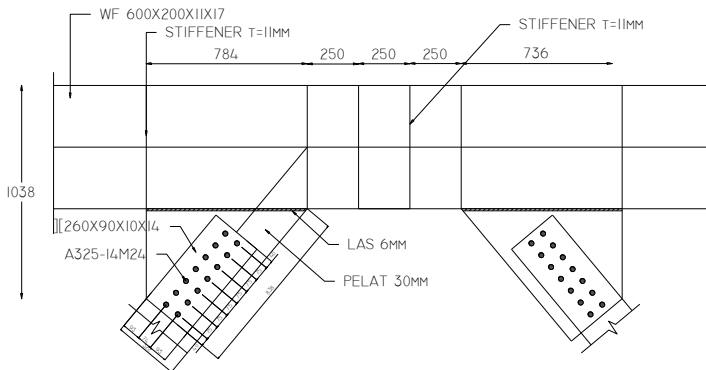
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52t_w - d/5 = 30(1,1) - 60/5 = 45,2 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0243$ radian

$$S = \text{interpolasi linear} = 37,3 \text{ cm}$$

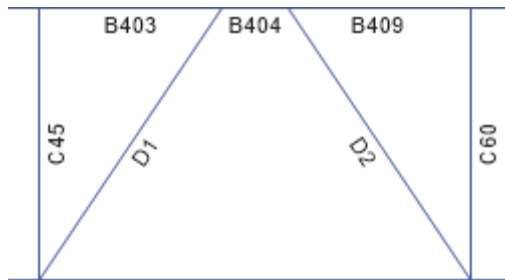
Ambil jarak pengaku antara sebesar, $S = 25 \text{ cm}$



Gambar 6.3 Pengaku *Link* Arah X

6.1.3 Perencanaan Balok *Link* Arah Y

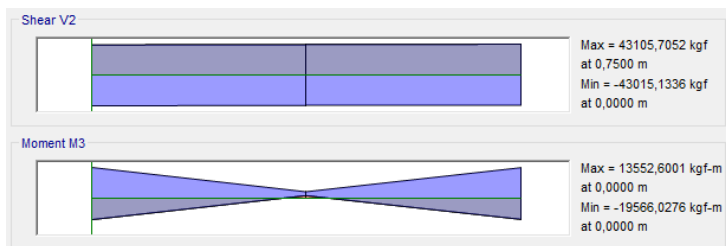
Pada perhitungan *link* arah Y, diambil *link* yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomer B404 pada lantai P2.

Gambar 6.4 Posisi *Link Y* arah *Y*

Untuk *link* arah *Y* digunakan profil WF 600x200x11x17 dengan data profil sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$r = 22 \text{ mm}$	$i_y = 4,12 \text{ cm}$
$A = 134,4 \text{ cm}^2$	$h = 522 \text{ mm}$	$S_x = 2590 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 77600 \text{ cm}^4$	$S_y = 228 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$I_y = 2280 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2863 \text{ cm}^3$
$t_f = 17 \text{ mm}$	$i_x = 24 \text{ cm}$	

Berdasarkan hasil analisis ETABS 2016, *link* arah *Y* memiliki gaya dalam maksimum sebagai berikut:

Gambar 6.5 Gaya Dalam pada Balok *Link* Arah *Y*

$$V_u = -43105,71 \text{ kg}$$

$$M_u = -19566,03 \text{ kg.m}$$

$$\Delta_e = 3,58 \text{ mm}$$

- a. Kontrol Kuat Momen Lentur
 - Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{F_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ Penampang kompak

- Kontrol Pelat Badan

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{0}{0,9 \times 336000} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{F_y}} \times \left(1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi N_y} \right) = 86,33$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ Penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

b. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \times F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (600 - 2 \times 17) \times 11$$

$$V_p = 93390 \text{ kg}$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7157500}{75} = 190866,667 \text{ kg}$$

Sehingga diambil V yang terkecil yaitu $V_p = 93390 \text{ kg}$

$$\phi V_n = 0,9 \times 93390 = 84051 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow 84051 \text{ kg} \geq 43105,71 \text{ kg (OK)}$$

c. Kontrol Sudut Rotasi *Link*

Sudut rotasi *link*

$$\frac{1,6M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 7157500}{93390} = 122,62 \text{ cm}$$

$$\frac{2,6M_p}{V_p} = \frac{2,6 \times 7157500}{93390} = 199,27 \text{ cm}$$

$$e = 75 \text{ cm} < \frac{1,6M_p}{V_p} \text{ sehingga berdasarkan SNI 02-1729-2002}$$

Pasal 15.13.2.7, $\alpha_{\text{maks}} = 0,08 \text{ radian}$.

$$\Delta = C_d \times \Delta_e = 4 \times 3,58 = 14,32 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \phi = \left(\frac{600}{100} \right) \times \left(\frac{1,432}{315} \right) = 0,0273 \text{ radian} < 0,08 \text{ radian}$$

6.1.4 Perencanaan Pengaku *Link* Arah Y

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, pada pertemuan batang bresing dengan *link*, harus dipasang pengaku setinggi bada *link* dan berada pada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_f)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75t_w$ atau 10 mm. b_f dan t_f merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 M_p/V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut ini:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30t_w - d/5 = 30(1,1) - 60/5 = 21 \text{ cm}$$

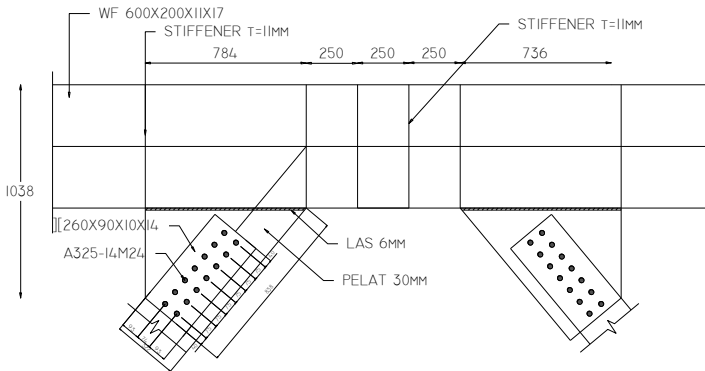
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52t_w - d/5 = 30(1,1) - 60/5 = 45,2 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0338$ radian

$$S = \text{interpolasi linear} = 35,5 \text{ cm}$$

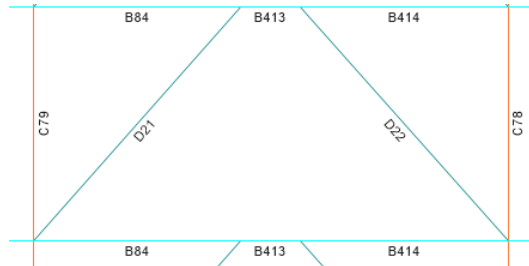
Ambil jarak pengaku antara sebesar, $S = 25 \text{ cm}$



Gambar 6.6 Pengaku *Link* Arah Y

6.2 Perencanaan Balok di Luar *Link*

6.2.1 Perencanaan Balok di Luar *Link* Arah X

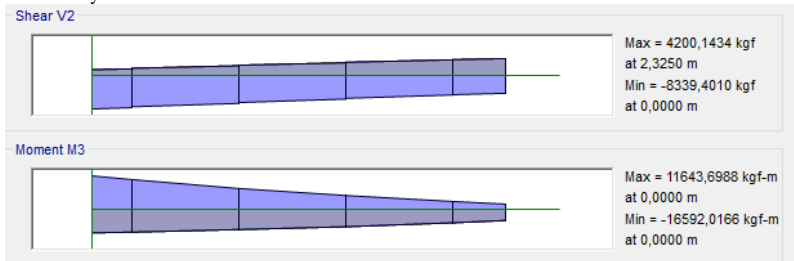


Gambar 6.7 Posisi Balok *Link* yang Direncanakan

Balok di luar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 600x200x11x17 dengan data profil sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$b_f = 200 \text{ mm}$	$t_f = 17 \text{ mm}$
$A = 134,4 \text{ cm}^2$	$t_w = 11 \text{ mm}$	$r = 22 \text{ mm}$

$$\begin{array}{lll}
 h = 522 \text{ mm} & i_x = 24 \text{ cm} & S_y = 228 \text{ cm}^3 \\
 I_x = 77600 \text{ cm}^4 & i_y = 4,12 \text{ cm} & Z_x = 2863 \text{ cm}^3 \\
 I_y = 2280 \text{ cm}^4 & S_x = 2590 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$



Gambar 6.8 Gaya Dalam Maksimum pada Balok di Luar *Link* arah X elemen B414 Lantai 3

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar *link* diambil berdasarkan profil *link* terpasang untuk menjamin *link* adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut:

a. Kuat Perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \times V_n$.

$$V_u = 1,1 R_y \times V_n$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \times F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (600 - 2 \times 17) \times 11$$

$$V_p = 93390 \text{ kg}$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7157500}{75} = 190866,667 \text{ kg}$$

Ambil V yang terkecil yaitu $V_p = 93390 \text{ kg}$

$$V_u = 1,1 \times 1,5 \times 93390 = 154093,5 \text{ kg}$$

b. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{F_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{0}{0,9 \times 336000} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{F_y}} \times \left(1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi N_y} \right) = 86,33$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

c. Kapasitas Momen Penampang

Karena penampang kompak maka, $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 71575 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 71575 = 64417,5 \text{ kg.m} > M_u = 16592 \text{ kg.m}$$

d. Kapasitas Geser Penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$a = \frac{L-e}{2} = \frac{600-75}{2} = 262,5$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{262,5}{52,2}\right)^2} = 5,2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45 \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,2 \times 200000}{250}} = 70,9$$

$$V_n = 0,6 F_y \times A_w \times R_y$$

$$V_n = 0,6 (2500) \times (60 \times 1,1) \times 1,5 = 148500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 148500 = 133650 \text{ kg} > V_u = 8339,4 \text{ kg}$$

e. Kontrol Interaksi Geser Lentur

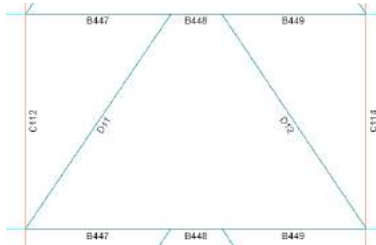
Pada perhitungan balok di luar *link* arah X dipilih balok pada elemen B414 di Lantai 3 dengan $M_u = 16592 \text{ kg.m}$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right) \leq 1,375$$

$$\frac{16592,01}{64417,50} + 0,625 \left(\frac{8339,4}{133650} \right) \leq 1,375$$

$$0,2965 \leq 1,375$$

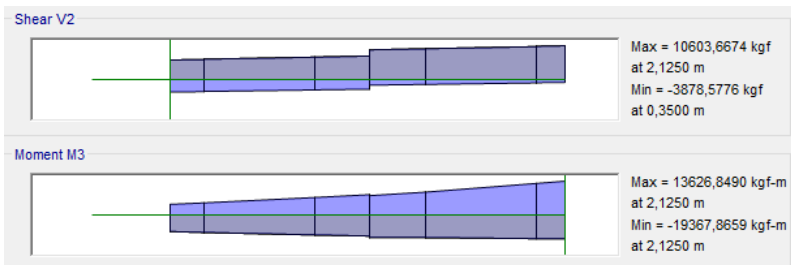
6.2.2 Perencanaan Balok di Luar *Link* Arah Y



Gambar 6.9 Posisi Balok di Luar *Link* Arah Y yang Direncanakan

Balok di luar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 600x200x11x17 dengan data profil sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$r = 22 \text{ mm}$	$i_y = 4,12 \text{ cm}$
$A = 134,4 \text{ cm}^2$	$h = 522 \text{ mm}$	$S_x = 2590 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 77600 \text{ cm}^4$	$S_y = 228 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$I_y = 2280 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2863 \text{ cm}^3$
$t_f = 17 \text{ mm}$	$i_x = 24 \text{ cm}$	



Gambar 6.10 Gaya Dalam Maksimum pada Balok di Luar *Link* arah Y elemen B447 Lantai P2

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar *link* diambil berdasarkan profil *link* terpasang untuk menjamin *link* adalah elemen terlemah dalam struktr dengan perumusan sebagai berikut:

a. Kuat Perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \times V_n$.

$$V_u = 1,1 R_y \times V_n$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \times F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_p = 0,6 \times 2500 \times (600 - 2 \times 17) \times 11$$

$$V_p = 93390 \text{ kg}$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7157500}{75} = 190866,667 \text{ kg}$$

Ambil V yang terkecil yaitu $V_p = 93390 \text{ kg}$

$$V_u = 1,1 \times 1,5 \times 93390 = 154093,5 \text{ kg}$$

b. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{F_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$N_y = A_g \times F_y$$

$$N_y = 134,4 \times 2500$$

$$N_y = 336000 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{0}{0,9 \times 336000} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{F_y}} \times \left(1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi N_y} \right) = 86,33$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

c. Kapasitas Momen Penampang

Karena penampang kompak maka, $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 7157500 = 6441750 \text{ kg.cm}$$

d. Kapasitas Geser Penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{600 - 75}{2} = 262,5$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{262,5}{52,2}\right)^2} = 5,2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45 \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,2 \times 200000}{250}} = 70,9$$

$$V_n = 0,6 F_y \times A_w \times R_y$$

$$V_n = 0,6 (2500) \times (60 \times 1,1) \times 1,5 = 148500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 148500 = 133650 \text{ kg} > V_u = 10603,67 \text{ kg}$$

e. Kontrol Interaksi Geser Lentur

Pada perhitungan balok di luar *link* arah Y dipilih balok pada elemen B447 Lantai P2 dengan $M_u = -19367,86 \text{ kg.m}$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right) \leq 1,375$$

$$\frac{19367,86}{64417,50} + 0,625 \left(\frac{10603,67}{133650} \right) \leq 1,375$$

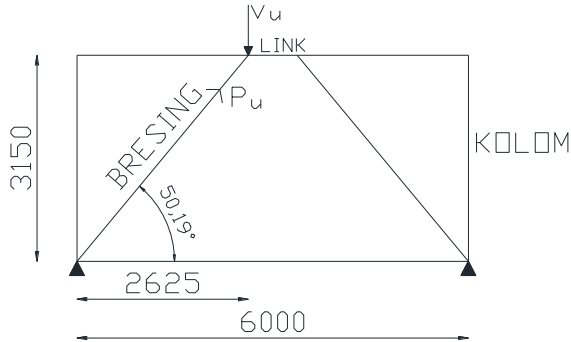
$$0,35 \leq 1,375$$

6.3 Perencanaan Bracing

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang *bracing* harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang

ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $R_y V_n$.

6.3.1 Perencanaan *Bracing* Arah X



Gambar 6.11 Denah *Bracing* Arah X

Bracing arah X direncanakan menggunakan profil *Double C* [J] 260x90x10x14, dengan spesifikasi sebagai berikut:

$A = 94,76 \text{ cm}^2$	$S_x = 686,52 \text{ cm}^3$	$i_y = 4,56 \text{ cm}$
$I_x = 8238,26 \text{ cm}^4$	$S_y = 197,46 \text{ cm}^3$	$Z_x = 814,346 \text{ cm}^3$
$I_y = 1974,65 \text{ cm}^4$	$i_x = 9,32 \text{ cm}$	$Z_y = 345,389 \text{ cm}^3$

$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

$$V_u = 1,25 \times 1,5 \times (0,6 \times 2500 \times 26 \times 2,0)$$

$$V_u = 146250 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{146250}{\sin 50,19} = 179727,15 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{146250}{\sin 50,19} = 179727,15 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{180}{2 \times 14} = 6,42 \leq \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{204}{20} = 10,2 \leq \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06$$

$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Penampang tidak langsing

b. Kontrol Kekuatan Bracing

$$\text{Panjang bracing, } L = \sqrt{262,5^2 + 315^2} = 410 \text{ cm}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{410 \times 1}{9,32} = 43,99$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{410 \times 1}{4,56} = 89,9$$

$$\lambda = \lambda_y = 89,9$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{89,9}{3,14} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1,01$$

$0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67(1,01)} = 1,55$$

c. Kontrol Bracing Tarik

$$P_{\max} = R_y \times F_y \times A_g$$

$$P_{\max} = 1,5 \times 2500 \times 94,76$$

$$P_{\max} = 355350 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 355350 = 319815 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 319815 \text{ kg} > 179727,15 \text{ kg}$$

d. Kontrol Bracing Tekan

$$P_{\max} = 1,1R_y \times F_y \times A_g / \omega$$

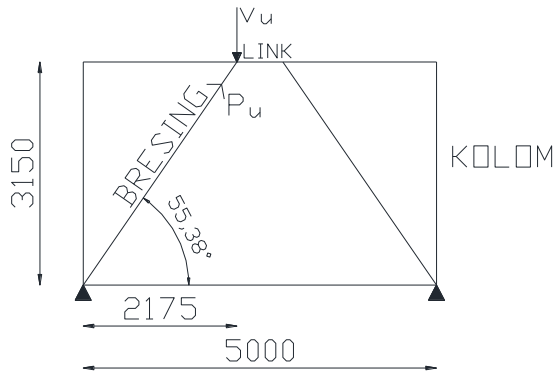
$$P_{\max} = 1,5 \times 2500 \times 94,76 / 1,55$$

$$P_{\max} = 229063,27 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 229063,27 = 206516,95 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 206516,95 \text{ kg} > 179727,15 \text{ kg}$$

6.3.2 Perencanaan *Bracing* Arah Y



Gambar 6.12 Denah *Bracing* Arah Y

Bracing arah Y direncanakan menggunakan profil *Double C*

][260x90x10x14, dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll} A = 94,76 \text{ cm}^2 & S_x = 686,52 \text{ cm}^3 & i_y = 4,56 \text{ cm} \\ I_x = 8238,26 \text{ cm}^4 & S_y = 197,46 \text{ cm}^3 & Z_x = 814,346 \text{ cm}^3 \\ I_y = 1974,65 \text{ cm}^4 & i_x = 9,32 \text{ cm} & Z_y = 345,389 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

$$V_u = 1,25 \times 1,5 \times (0,6 \times 2500 \times 26 \times 2,0)$$

$$V_u = 146250 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{146250}{\sin 55,38} = 176417,12 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{146250}{\sin 55,38} = 176417,12 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{180}{2 \times 14} = 6,42 \leq \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{204}{20} = 10,2 \leq \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06$$

$\lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Penampang tidak langsing

b. Kontrol Kekuatan Bracing

$$\text{Panjang bracing, } L = \sqrt{212,5^2 + 315^2} = 379,97 \text{ cm}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{379,97 \times 1}{9,32} = 40,73$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{379,97 \times 1}{4,56} = 83,33$$

$$\lambda = \lambda_y = 83,33$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{83,33}{3,14} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,938$$

$0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67(0,938)} = 1,47$$

c. Kontrol Bracing Tarik

$$P_{\max} = R_y \times F_y \times A_g$$

$$P_{\max} = 1,5 \times 2500 \times 94,76$$

$$P_{\max} = 355350 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 355350 = 319815 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 319815 \text{ kg} > 176417,12 \text{ kg}$$

d. Kontrol Bracing Tekan

$$P_{\max} = 1,1 R_y \times F_y \times A_g / \omega$$

$$P_{\max} = 1,5 \times 2500 \times 94,76 / 1,47$$

$$P_{\max} = 241734,7 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 241734,7 = 217561,22 \text{ kg}$$

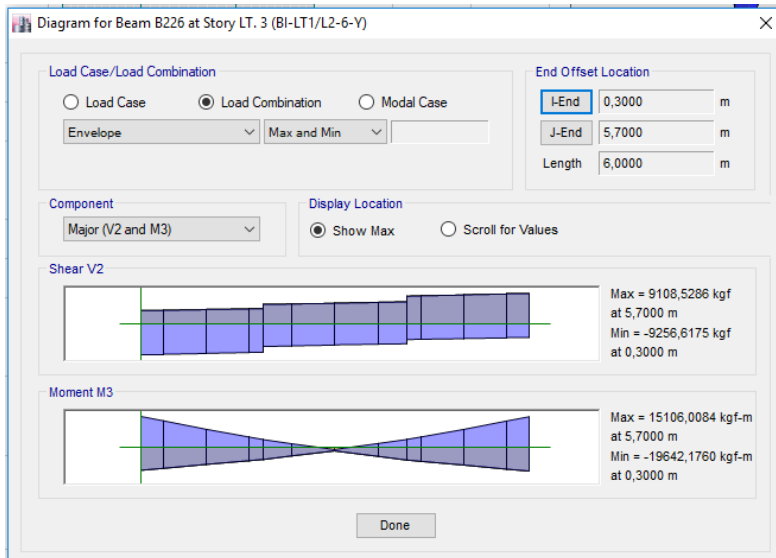
$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 217561,22 \text{ kg} > 176417,12 \text{ kg}$$

6.4 Perencanaan Struktur Balok Induk

6.4.1 Balok Induk WF 600x200x11x17 panjang 6 meter

Berikut ini merupakan perhitungan balok induk profil WF 600x200x11x17 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$t_f = 17 \text{ mm}$	$i_x = 24 \text{ cm}$
$A = 134,4 \text{ cm}^2$	$r = 22 \text{ mm}$	$i_y = 4,12 \text{ cm}$
$d = 600 \text{ mm}$	$h = 522 \text{ mm}$	$S_x = 2590 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 77600 \text{ cm}^4$	$S_y = 228 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$I_y = 2280 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2863 \text{ cm}^3$



Gambar 6.13 Gaya Dalam Sebelum Komposit pada Balok BI-P-10

a. Kontrol Balok Sebelum Komposit

- Kontrol Kuat Momen Lentur

• Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{200}{2 \times 17} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$5,88 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{522}{11} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$47,45 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

• Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 2863 \times 2500 = 7157500$ kg.cm = 71575 kg.m

$$\phi M_n = 0,9 \times 71575 \text{ kg.m} = 64417,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 64417,5 > M_u = 19642,2 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral untuk sayap atas = $L_{b1} = 20$ cm

Jarak penahan lateral untuk sayap bawah = $L_{b2} = 600$ cm

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 205,095 \text{ cm}$$

$$L_r = 605,408 \text{ cm}$$

$$L_{b1} \leq L_p \rightarrow \text{bentang pendek}$$

$$L_p \leq L_{b2} \leq L_r \rightarrow \text{bentang menengah}$$

$$M_n = M_p = 6707500 \text{ kg.cm} = 67075 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{np} = 0,9 \times 67075 \text{ kg.m} = 60367,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{np} = 60367,5 > M_u = 19642,2 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 24,46}{2,5 \times 24,46 + 3 \times 18,46 + 4 \times 9,5 + 3 \times 2,37} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,89 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,89 \left[6707500 - (6707500 - 0,7 \times 2500 \times 2590) \left(\frac{600 - 205,095}{604,408 - 205,095} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 82113,8$$

$$\text{Gunaakn } \phi M_{np} = 60367,5 > M_u = 19642,2 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{522}{11} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 47,45 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

sehingga, $V_n = 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v$

$$= 0,6 \times 2500 \times 60 \times 1,1$$

$$= 99000 \text{ kg}$$

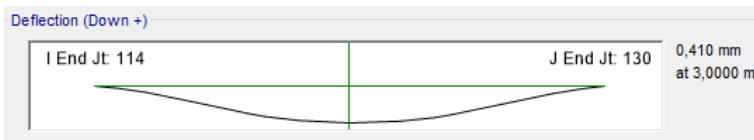
$$\phi V_n = 0,9 \times 99000$$

$$= 89100 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

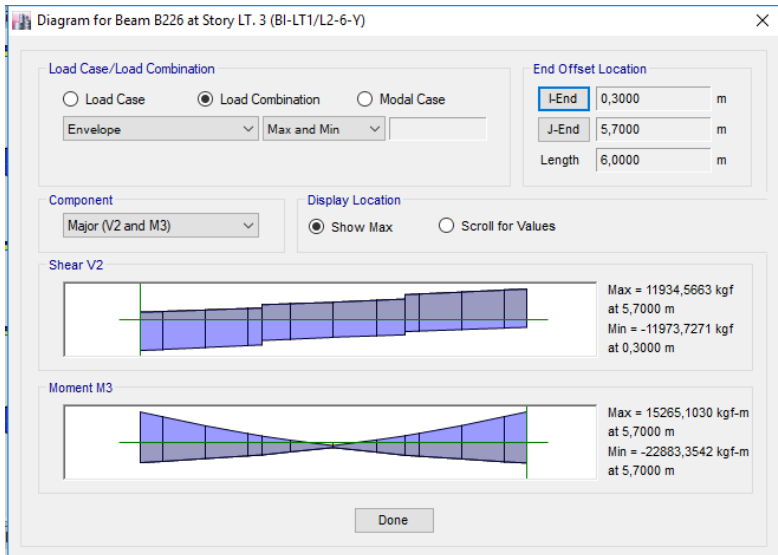


Gambar 6.14 Lendutan Maksimum pada Balok Induk
Profil WF 600x200x11x17 Sebelum Komposit

$$f_{terjadi} = 0,41 \text{ mm (hasil analisis ETABS 2016)}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 600x200x11x17 mampu menahan beban sebelum komposit.



Gambar 6.15 Gaya Dalam Setelah Komposit pada Balok pada Balok Induk Profil WF 600x200x11x17

$$M_{u(+)} = 15265,1 \text{ kg.m}$$

$$M_{u(-)} = -22883,35 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -11973,72 \text{ kg}$$

b. Kapasitas momen positif balok komposit

- Data perencanaan

Balok direncanakan bekerja secara komposit dengan pelat bondek dan beton mutu $f_c' = 30 \text{ MPa}$ serta menggunakan *shear connector* jenis stud produksi *NELSON Stud Welding*.

Dimensi bondek:

$$t_b = 90 \text{ mm}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$w_r = 168 \text{ mm}$$

Spesifikasi Stud 3/4 S3L dengan panjang 3 7/8

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 19,1 \text{ mm}$$

$$F_u = 448,16 \text{ MPa}$$

$$H_s = 3 \frac{7}{8} \text{ in} = 98,43 \text{ mm} \leq (h_r + 75) = 128 \text{ mm}$$

Beton mutu 30 MPa

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

- Cek kriteria penampang

Menurut Pasal I3.2a SNI 1729:2015, kekuatan lentur positif desain harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{522}{11} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} \rightarrow 47,45 \leq 106,35$$

maka, M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Menentukan lebar efektif pelat beton

Menurut Pasal I3.1a, lebar efektif pelat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok, masing-masing yang tidak melebihi:

$$(1) \quad b_{eff} < \frac{L}{8} \rightarrow \frac{6000}{8} = 750 \text{ mm}$$

$$(2) \quad b_{eff} < \frac{S}{2} \rightarrow \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm}$$

Maka, diambil b_{eff} terkecil yaitu 750 mm

- Menentukan nilai C

$$A_c = b_{eff} \times t_b = 750 \times 90 = 67500 \text{ mm}^2$$

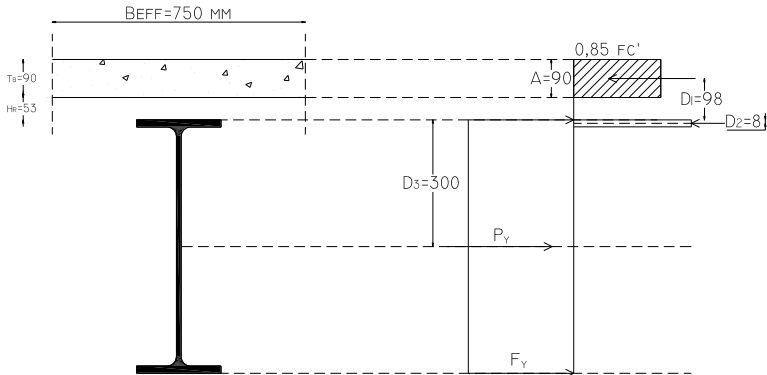
$$C_1 = A_s \times F_y = 13440 \times 250 = 3360000 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 \times f_c' \times A_c = 0,85 \times 30 \times 67500 = 1721250 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_2 = 1721250 \text{ N}$

Karena C_2 lebih kecil dari C_1 maka PNA jatuh pada penampang baja.

- Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja



Gambar 6.16 Jarak-jarak Gaya yang Bekerja pada balok komposit WF 600x200x11x17

$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{1721250}{0,85 \times 30 \times 750} = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - a/2 = 53 + 90 - 90/2 = 98 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{C_2 - C_1}{2}}{2F_y b_f} = \frac{\frac{3360000 - 1721250}{2}}{2 \times 250 \times 200} = 8,19 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

- Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = C_1 = 1721250 \text{ N}$$

$$P_y = C_2 = 3360000 \text{ N}$$

$$M_n = 1721250(98 + 8,19) + 3360000(300 - 8,19)$$

$$M_n = 11,6 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 11,6 \times 10^4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,85 \times 11,6 \times 10^4 = 98877,2 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 98877 \text{ kg.m} > M_u = 19153,78 \text{ kg.m (OK)}$$

c. Kapasitas momen negatif balok komposit

- Data perencanaan

$$b_{\text{eff}} = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = 750/200 = 3,75 \approx 4 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 8 \text{ mm}$$

$$A_r = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$F_{ur} = 570 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton, } c = 25 \text{ mm}$$

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \times A_r \times F_{ur} = 4 \times 50,24 \times 570 = 114547,2 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times F_y = 13440 \times 250 = 3360000 \text{ N}$$

Karena $T < C_s$, maka garis netral jatuh di profil baja:

$$T_s = \frac{C_s - T}{2} = \frac{3360000 - 114547,2}{2} = 1622726,4 \text{ N}$$

$$\text{Gaya pada sayap : } T_f = b_f \times t_f \times F_y$$

$$T_f = 200 \times 17 \times 250$$

$$T_f = 850000 \text{ N}$$

$$\text{Gaya pada badan : } T_w = T_s - T_f = 1622726,4 - 850000$$

$$T_w = 772726,4 \text{ N}$$

$$a_w = \frac{T_w}{t_w \times F_y} = \frac{772726,4}{11 \times 250} = 280,99 \text{ mm}$$

- Perhitungan titik berat gaya tarik T_s :

$$d_2 = \frac{(T_f \times 0,5 t_f) + (T_w (t_f + 0,5 a_w))}{T_f + T_w}$$

$$d_2 = \frac{(850000 \times 0,5(17)) + (772726,4(17 + 0,5(280,99)))}{850000 + 772726,4}$$

$$d_2 = 79,45 \text{ mm (dari sisi atas profil baja)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 53 + 90 - 25 = 118 \text{ mm}$$

- Perhitungan momen negatif

$$M_n = T(d_1 + d_2) + C_s(d_3 - d_2)$$

$$M_n = 114547,2(118 + 79,45) + 3360000(300 - 79,45)$$

$$M_n = 7,64 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 7,64 \times 10^4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,85 \times 7,64 \times 10^4 = 64911,55 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 64911,55 \text{ kg.m} > M_{u(-)} = 22883,35 \text{ kg.m (OK)}$$

d. Menentukan jumlah *shear connector* (stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 19^2 = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 448,16 \text{ MPa}$$

Kekuatan geser nominal dari satu angkur *steel headed stud* yang ditanam pada suatu pelat komposit dengan dek ditentukan dengan rumus

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \sqrt{f_c' \times E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0,5 \times 283,4 \sqrt{30 \times 25742,96}$$

$$Q_n = 124525,91 \text{ N}$$

$$R_g = 0,85 \text{ (digunakan 2 stud tiap gelombang)}$$

$$R_p = 0,6 \text{ (stud dilas pada pelat komposit)}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u = 0,85 \times 0,6 \times 127735,13 = 65144,9 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u \leq Q_n \text{ maka } Q_n = 65144,9 \text{ N}$$

Maka,

$$Q_n = 65144,9 \text{ N}$$

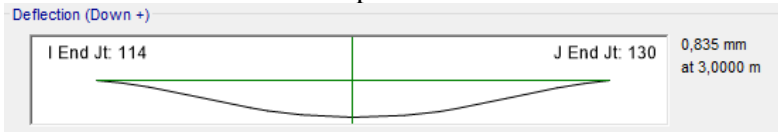
$$V_h = C_2 = 1721250 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud} = N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1721250}{2 \times 65144,9} = 13,2 \approx 14 \text{ buah}$$

Jumlah stud yang dibutuhkan akibat momen positif = 2N = 2 (14) = 28 buah. Untuk momen negatif 4 buah.

$$\text{Jarak antar stud} = \frac{L}{N} = \frac{360}{28} = 12,85 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

e. Kontrol Lendutan Balok Komposit



Gambar 6.17 Lendutan Maksimum pada Balok Induk Profil WF 600x200x11x17 Setelah Komposit

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16,67 \text{ mm}$$

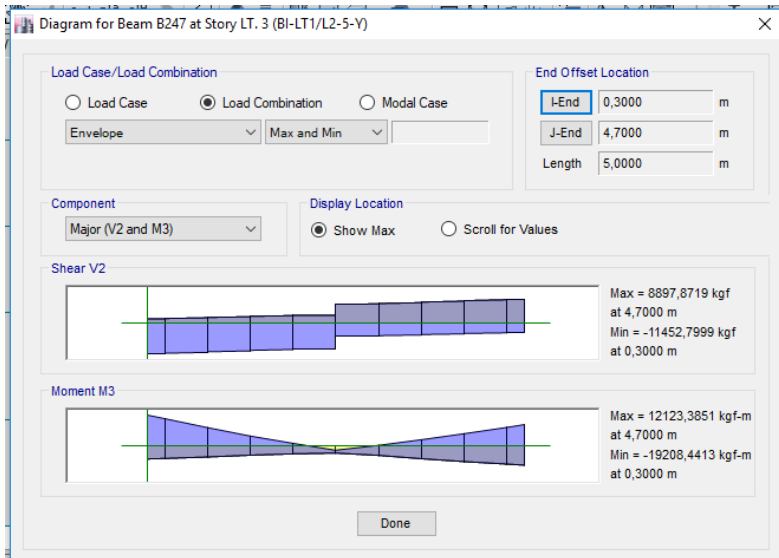
$$f_{terjadi} = 0,835 \text{ mm}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin} \rightarrow \text{OK}$$

6.4.2 Balok Induk WF 500x300x11x18 panjang 5 meter

Berikut ini merupakan perhitungan balok induk (BI-WF 500x300x11x18 dengan spesifikasi sebagai berikut.

$W = 128 \text{ kg/m}$	$t_f = 18 \text{ mm}$	$i_x = 20,8 \text{ cm}$
$A = 163,5 \text{ cm}^2$	$r = 26 \text{ mm}$	$i_y = 7,04 \text{ cm}$
$d = 488 \text{ mm}$	$h = 400 \text{ mm}$	$S_x = 2910 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$I_x = 71000 \text{ cm}^4$	$S_y = 541 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$I_y = 8110 \text{ cm}^4$	$Z_x = 3100 \text{ cm}^3$



Gambar 6.18 Gaya Dalam Sebelum Komposit pada Balok Induk WF 500x300x11x18

a. Kontrol Balok Sebelum Komposit

- Kontrol Kuat Momen Lentur

• Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{2 \times 18} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$8,33 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{400}{11} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$36,36 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

• Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 3100 \times 2500 = 7750000$ kg.cm = 77500 kg.m

$$\phi M_n = 0,9 \times 77500 \text{ kg.m} = 69750 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 69750 > M_u = 19208,44 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral untuk sayap atas = $L_{b1} = 20$ cm

Jarak penahan lateral untuk sayap bawah = $L_{b2} = 500$ cm

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 350,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

$L_{b1} \leq L_p \rightarrow$ bentang pendek

$L_p \leq L_{b2} \leq L_r \rightarrow$ bentang menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga $M_n = M_p = 7750000$ kg.cm = 77500 kg.m

$$\phi M_{np} = 0,9 \times 77500 \text{ kg.m} = 69750 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{np} = 69750 > M_u = 19208,44 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 24,46}{2,5 \times 24,46 + 3 \times 18,46 + 4 \times 9,5 + 3 \times 2,37} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,89 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,89 \left[7750000 - (7750000 - 0,7 \times 2500 \times 2910) \left(\frac{500 - 350,453}{1050,713 - 350,453} \right) \right]$$

$$\phi M_{nm} = 135748 \text{ kg.m}$$

$$\text{Gunakan } \phi M_{np} = 69750 > M_u = 19208,44 \text{ kg.m} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{400}{11} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 36,36 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

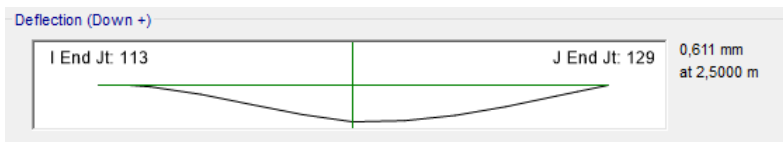
$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 48,8 \times 1,1 \\ &= 80520 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 80520 \\ &= 72468 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{500}{360} = 1,4 \text{ cm}$$

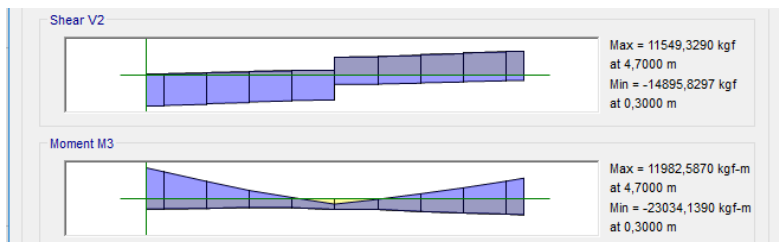


Gambar 6.19 Lendutan Maksimum WF 500x300x11x18
Sebelum Komposit

$$f_{terjadi} = 0,611 \text{ mm (hasil analisis ETABS 2016)}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 500x300x11x18 mampu menahan beban sebelum komposit.



Gambar 6.20 Gaya Dalam Setelah Komposit pada Balok Induk
WF 500x300x11x18

$$M_{u(+)} = 11982,59 \text{ kg.m}$$

$$M_{u(-)} = -23034,14 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -14895,83 \text{ kg}$$

b. Kapasitas momen positif balok komposit

- Data perencanaan

Balok direncanakan bekerja secara komposit dengan pelat bondek dan beton mutu $f_c' = 30 \text{ MPa}$ serta menggunakan *shear connector* jenis stud produksi *NELSON Stud Welding*.

Dimensi bondek:

$$t_b = 90 \text{ mm}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$w_r = 168 \text{ mm}$$

Spesifikasi Stud 3/4 S3L dengan panjang 3 7/8

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 19,1 \text{ mm}$$

$$F_u = 448,16 \text{ MPa}$$

$$H_s = 3 \frac{7}{8} \text{ in} = 98,43 \text{ mm} \leq (h_r + 75) = 128 \text{ mm}$$

Beton mutu 30 MPa

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

- Cek kriteria penampang

Menurut Pasal I3.2a SNI 1728:2015, kekuatan lentur positif desain harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{400}{11} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} \rightarrow 36,36 \leq 106,35$$

maka, M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Menentukan lebar efektif pelat beton

Menurut Pasal I3.1a, lebar efektif pelat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok, masing-masing yang tidak melebihi:

$$(3) \quad b_{eff} < \frac{L}{8} \rightarrow \frac{5000}{8} = 625 \text{ mm}$$

$$(4) \quad b_{eff} < \frac{S}{2} \rightarrow \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm}$$

Maka, diambil b_{eff} terkecil yaitu 625 mm

- Menentukan nilai C

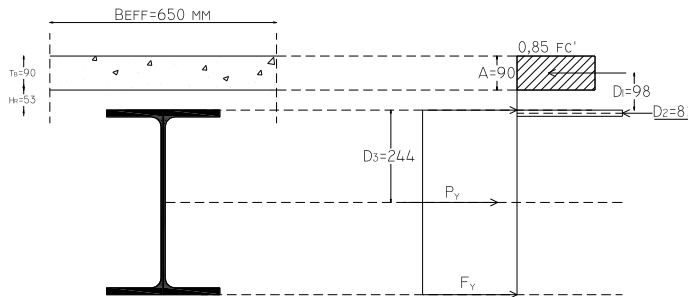
$$A_c = b_{eff} \times t_b = 625 \times 90 = 56250 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \times F_y = 16350 \times 250 = 4087500 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 \times f_c' \times A_c = 0,85 \times 30 \times 56250 = 1434375 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_2 = 1434375 \text{ N}$

- Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja



Gambar 6.21 Jarak-jarak Gaya yang Bekerja Setelah Komposit pada Balok Induk WF 500x300x11x18

$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{1434375}{0,85 \times 30 \times 625} = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - a/2 = 53 + 90 - 90/2 = 98 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{C_2 - C_1}{2F_y b_f} = \frac{4087500 - 1434375}{2 \times 250 \times 300} = 8,8 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{488}{2} = 244 \text{ mm}$$

- Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = C_2 = 1434375 \text{ N}$$

$$P_y = C_1 = 4087500 \text{ N}$$

$$M_n = 1434375(98 + 8,8) + 4087500(244 - 8,8)$$

$$M_n = 11,1 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 11,1 \times 10^4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,85 \times 11,1 \times 10^4 = 94738,56 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 94738,56 \text{ kg.m} > M_u = 19153,78 \text{ kg.m (OK)}$$

c. Kapasitas momen negatif balok komposit

- Data perencanaan

$$b_{\text{eff}} = 625 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = 625/200 = 3,125 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 8 \text{ mm}$$

$$A_r = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$F_{ur} = 570 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton, } c = 25 \text{ mm}$$

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \times A_r \times F_{ur} = 3 \times 50,24 \times 570 = 85910,4 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times F_y = 16350 \times 250 = 4087500 \text{ N}$$

Karena $T < C_s$, maka garis netral jatuh di profil baja:

$$T_s = \frac{C_s - T}{2} = \frac{4087500 - 85910,4}{2} = 2000794,8 \text{ N}$$

$$\text{Gaya pada sayap : } T_f = b_f \times t_f \times F_y$$

$$T_f = 300 \times 18 \times 250$$

$$T_f = 1350000 \text{ N}$$

$$\text{Gaya pada badan : } T_w = T_s - T_f = 2000794,8 - 1350000$$

$$T_w = 650794,8 \text{ N}$$

$$a_w = \frac{T_w}{t_w \times F_y} = \frac{650794,8}{11 \times 250} = 236,65 \text{ mm}$$

- Perhitungan titik berat gaya tarik T_s :

$$d_2 = \frac{(T_f \times 0,5t_f) + (T_w(t_f + 0,5a_w))}{T_f + T_w}$$

$$d_2 = \frac{(1350000 \times 0,5(18)) + (650794,8(18 + 0,5(236,65)))}{1350000 + 650794,8}$$

$$d_2 = 50,4 \text{ mm (dari sisi atas profil baja)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{488}{2} = 244 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 53 + 90 - 25 = 118 \text{ mm}$$

- Perhitungan momen negatif

$$M_n = T(d_1 + d_2) + C_s(d_3 - d_2)$$

$$M_n = 85910,4(118 + 50,4) + 4087500(244 - 50,4)$$

$$M_n = 8,06 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 8,06 \times 10^4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,85 \times 8,06 \times 10^4 = 68493,62 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 40002,51 \text{ kg.m} > M_{u(-)} = 28507,37 \text{ kg.m (OK)}$$

- d. Menentukan jumlah *shear connector* (stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 19^2 = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 448,16 \text{ MPa}$$

Kekuatan geser nominal dari satu angkur *steel headed stud* yang ditanam pada suatu pelat komposit dengan dek ditentukan dengan rumus

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \sqrt{f_c' \times E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0,5 \times 283,4 \sqrt{30 \times 25742,96}$$

$$Q_n = 124525,91 \text{ N}$$

$$R_g = 0,85 \text{ (digunakan 2 stud tiap gelombang)}$$

$R_p = 0,6$ (stud dilas pada pelat komposit)

$$R_g R_p A_{sc} F_u = 0,85 \times 0,6 \times 127735,13 = 65144,9 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u \leq Q_n \text{ maka } Q_n = 65144,9 \text{ N}$$

Maka,

$$Q_n = 65144,9 \text{ N}$$

$$V_h = C_2 = 1434375 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud} = N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1434375}{2 \times 65144,9} = 11 \approx 12$$

Jumlah stud yang dibutuhkan untuk momen positif balok = 2N
= 2 (12) = 24 buah dan momen negatif sebanyak 4 buah.

$$\text{Jarak antar stud} = \frac{L}{N} = \frac{300}{24} = 12,5 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

e. Kontrol Lendutan Balok Komposit



Gambar 6.22 Lendutan Maksimum WF 500x300x11x18
Setelah Komposit

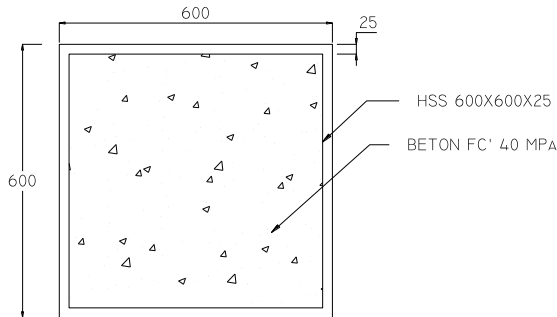
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{5000}{360} = 13,89 \text{ mm}$$

$$f_{terjadi} = 0,826 \text{ mm}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin} \rightarrow \text{OK}$$

6.5 Perencanaan Struktur Kolom

Perencanaan berikut ini merupakan contoh perhitungan kolom yang terletak pada lantai Lobby. Kolom direncanakan menggunakan kolom CFT dengan profil HSS 600x600x25x25 dengan tinggi 315 cm. Spesifikasi profil kolom adalah sebagai berikut:



Gambar 6.23 Penampang CFT 600x600x25x25

$$d = 600 \text{ mm}$$

$$b_f = 600 \text{ mm}$$

$$t_w = 25 \text{ mm}$$

$$t_f = 25 \text{ mm}$$

$$A_s = 568 \text{ cm}^2$$

Bahan:

$$\text{Baja BJ 41: } F_y = 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Beton: } f_c' = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil analisis ETABS 2016 didapatkan gaya dalam yang bekerja pada kolom tersebut sebagai berikut:

$$P_u = 717293,85 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 33475,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 37732,45 \text{ kg.m}$$

1. Kuat nominal tekan kolom komposit

a. Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{568}{3025 + 568} = 15,8\% \geq 1\% \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{\min} = 600 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 12,25 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

c. Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{600}{2 \times 25} = 12$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12 \leq 63,92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y \times A_s + C_2 \times f_c \times \left(A_c + A_{sr} \times \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 568 + 0,85 \times 400 \times (3025 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2448500 \text{ kg}$$

2. Momen nominal kolom

a. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{600}{2 \times 25} = 12$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 31,68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12 \leq 31,68 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = Z_x \times F_y = 10370 \times 2500 = 25925000 \text{ kg.cm} = 259250 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 259250 = 233325 \text{ kg.m} > 37732,45 \text{ kg.m}$$

b. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom – dbalok

$$L_b = 315 - 60 = 255 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 23,4 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 1164,9 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 255 \text{ cm} \leq 1164,9 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

Tinggi kolom yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga

$$M_n = M_p = Z_x \times F_y = 10370 \times 2500 = 25925000 \text{ kg.cm} = 259250 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 259250 = 233325 \text{ kg.m} > 37732,45 \text{ kg.m}$$

3. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

a. Arah Sumbu X

Kontrol momen terhadap beban gravitasi (1,2D+0,5L).

Berdasarkan analisis ETABS 2016 didapatkan output sebagai berikut:

$$P_r = P_{mf} = 590333,32 \text{ kg}$$

$$P_{\text{story}} = 54575740 \text{ kg}$$

$$M_1 = 1034,63 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = -2165,38 \text{ kg.m}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{1034,63}{2165,38} \right) = 0,41$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5 \times 430783,8 \times 10^4}{(1 \times 3150)^2}$$

$$P_{e1} = 856106012 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,41}{1 - \frac{1 \times 590333,32}{856106012}} = 0,41 < 1$$

maka, digunakan $B_1 = 1$

$$R_m = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{590333,32}{54575740} \right) = 0,998 \approx 1$$

$$\Delta_H = 2,786 \text{ mm}$$

$$\frac{H}{\Delta_H} = \text{kekakuan lantai pada sumbu x} = 627680,67 \text{ kg/mm}$$

$$L = 3150 \text{ mm}$$

$$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \times 3150 \times 627680,67 = 1851657987 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 54575740}{1851657987}} = 1,03 < 1$$

$$B_2 = 1,03$$

Momen terfaktor pada sumbu X

$$M_{nt} = M_{xmax} = 2165,38 \text{ kg.m} \quad (1,2D+0,5L)$$

$$M_{lt} = M_{xmax} = 20671,72 \text{ kg.m} \quad (\text{EX Max})$$

$$M_{rx} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{rx} = 1 \times 2165,38 + 1,03 \times 20671,72$$

$$M_{rx} = 23464,88 \text{ kg.m}$$

b. Arah Sumbu Y

Kontrol momen terhadap beban gravitasi (1,2D+0,5L). Berdasarkan analisis ETABS 2016 didapatkan output sebagai berikut:

$$P_r = P_{mf} = 590333,32 \text{ kg}$$

$$P_{story} = 54575740 \text{ kg}$$

$$M_1 = -834,71 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 2412,5 \text{ kg.m}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{834,71}{2412,5} \right) = 0,46$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5 \times 430783,8 \times 10^4}{(1 \times 3150)^2}$$

$$P_{el} = 856106012 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{0,46}{1 - \frac{1 \times 590333,32}{856106012}} = 0,46 < 1$$

maka, digunakan $B_1 = 1$

$$R_m = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{590333,32}{54575740} \right) = 0,998 \approx 1$$

$$\Delta_H = 4,202 \text{ mm}$$

$$\frac{H}{\Delta_H} = \text{kekakuan lantai pada sumbu } y = 430611,65 \text{ kg/mm}$$

$$L = 3150 \text{ mm}$$

$$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \times 3150 \times 430611,65 = 1270304380 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 54575740}{1270304380}} = 1,04 < 1$$

$$B_2 = 1,04$$

Momen terfaktor pada sumbu Y

$$M_{nt} = M_{ymax} = 2412,5 \text{ kg.m} \quad (1,2D+0,5L)$$

$$M_{lt} = M_{ymax} = 22823,37 \text{ kg.m} \quad (\text{EY Max})$$

$$M_{ry} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{ry} = 1 \times 2412,5 + 1,04 \times 22823,27$$

$$M_{ry} = 26260,44 \text{ kg.m}$$

4. Kontrol interaksi aksial-momen Orde Keua

Berdasarkan ETABS 2016, didapatkan data sebagai berikut:

$$P_{nt} = 590333,32 \text{ kg} \quad (1,2D+0,5L)$$

$$P_t = 33394,6313 \quad (\text{Gempa})$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t = 590333,32 + 1,04(33394,6313)$$

$$P_r = 625063,7 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{625063,7}{0,9 \times 2448500} = 0,28 \geq 0,2$$

Maka, digunakan rumus interaksi 1

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{625063,7}{0,9 \times 2448500} + \frac{8}{9} \left(\frac{23464,88}{233325} + \frac{26260,44}{233325} \right) \leq 1$$

$$0,47 \leq 1$$

Maka, profil HSS 600x600x25x25 dapat digunakan sebagai profil kolom Lantai P1-Lantai 6

Tabel 6.1 Rekapitulasi Dimensi Kolom CFT

Tipe	Spesifikasi		Dimensi	Keterangan
	Baja	Beton		
K1	BJ 41	Fc' 40	CFT 600x600x25	P1 – Lt.6
K2	BJ 41	Fc' 40	CFT 500x500x16	Lt.7 – Lt. 11
K3	BJ 41	Fc' 40	CFT 400x400x12	Lt. 12 – Lt. 16
K4	BJ 41	Fc' 40	CFT 350x350x12	Lt. 16 – Lt. 20

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak dan balok induk direncanakan menggunakan baut sehingga merupakan sambungan *simple connection*. Sambungan tersebut direncanakan hanya menerima beban geser. Perencanaan ini menggunakan SNI 1729:2015.

Tabel 7.1 Rekapitulasi Balok Induk dan Balok Anak

No.	Balok Induk	Balok Anak	Lantai
1	WF 600x200x11x17	WF 350x175x7x11	P1-P3
2	WF 500x200x11x18	WF 350x175x7x11	
3	WF 450x200x9x14	WF 350x175x7x11	
4	WF 600x200x11x17	WF 350x175x7x11	1-20
5	WF 500x300x11x18	WF 350x175x7x11	
6	WF 350x175x7x11	WF 300x150x6,5x9	Atap
7	WF 350x175x7x11	WF 250x125x6x9	

Berikut ini merupakan contoh perhitungan sambungan antara balok induk WF 600x200x11x17 dan balok anak WF 350x175x7x11 yang terletak pada Lantai P2. Sambungan direncanakan menggunakan pelat siku $\angle 50.50.7$ dan baut A325 dengan $F_{nv} = 457 \text{ MPa}$.

a. Sambungan pada badan balok anak

$$d_b = 12 \text{ mm } (A_b = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325, } F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,13$$

$$\phi V_n = 7752,8 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 25 - 0,5(12+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 1,825 \times 0,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,7 \times 4100$$

$$R_n = 6285,3 \text{ kg} \leq 8266 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 6285,3 = 4714 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{4918}{4714} = 1,03 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang baut A325 2M12

- b. Sambungan pada badan balok induk

$$d_b = 12 \text{ mm} (A_b = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325, } F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,13$$

$$\phi V_n = 7752,8 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 30 - 0,5(12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,325 \times 0,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,1 \times 4100$$

$$R_n = 8000,7 \text{ kg} \leq 12989 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 8000,7 = 6000 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{9836}{6000} = 1,64 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang baut A325-2M12

Kontrol jarak baut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \leq S1 \leq 60 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5 d_b \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \leq S2 \leq 60 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \leq S \leq 75\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

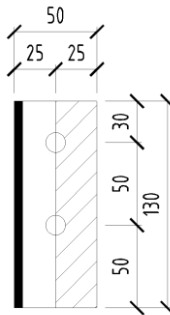
Kontrol kekuatan pelat siku:

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5 mm

$$d_1 = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 13 \times 0,7 = 9,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (13 - 2 \times 1,35) \times 0,7 = 7,21 \text{ cm}^2$$



Gambar 7.1 Detail Pelat Siku Pada Balok Induk

Kuat geser blok:

$$\phi R_n = \phi(0,6f_u A_{nv})$$

$$\phi R_n = 0,75 \times (0,6 \times 4100 \times 7,21)$$

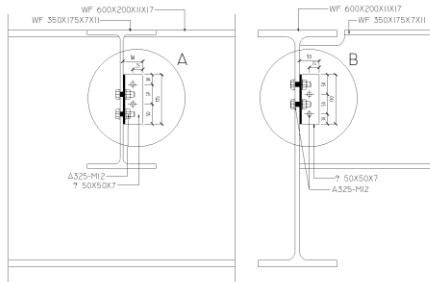
$$\phi R_n = 13302,45 \text{ kg}$$

Kuat tarik pelat siku

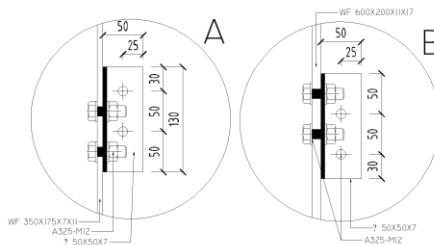
$$\phi P_n = 0,75F_u A_e$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 4100 \times 5,11$$

$$\phi P_n = 15713,25 \text{ kg}$$



Gambar 7.2 Sambungan Balok Anak dan Balok Induk



Gambar 7.3 (A) Detail A, (B) Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk

7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga direncanakan dengan baut sehingga merupakan sambungan rol. Balok utama tangga WF 200x100x4,5x7 berada di atas balok penumpu tangga dengan profil WF 250x125x6x9 dan dipasang baut M8 dengan lubang slot sepanjang $2,5db = 20$ mm.

7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom direncanakan menggunakan baut sehingga merupakan sambungan *simple connection*. Sambungan tersebut didesain hanya menerima beban geser dari balok utama tangga. Data perencanaan sambungan ini adalah sebagai berikut:

Balok penumpu tangga : WF 250x125x6,5x9
 Kolom : CFT 600x600x25x25
 Baut A325-M8 : $A_b = 0,5024 \text{ cm}^2$; $F_{nv} = 457 \text{ MPa}$
 Pelat penyambung : *Single plate* $t = 4 \text{ mm}$, BJ 41
 Las sudut : Mutu FE_{70XX}
 V_u : 2919,71 kg

a. Sambungan pada badan balok penumpu tangga

$d_b = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,5024 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325, $F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$

Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4570 \times 1 \times 0,5024$$

$$\phi V_n = 1721,976 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 20 - 0,5(8+1,5) = 15,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 15,25 \times 0,4 \times 4100 \leq 2,4 \times 0,8 \times 0,4 \times 4100$$

$$R_n = 3001,2 \text{ kg} \leq 3148,8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{2919,71}{1721,9} = 1,7 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang baut A325-2M8

Kontrol jarak baut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \leq S1 \leq 60 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5 d_b \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \leq S2 \leq 60 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \leq S \leq 75 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 30 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan pelat penyambung:

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5 mm

$$d_l = d_b + 1,5 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ mm}$$

$$L = 2S_1 + S = 2(20) + 30 = 70 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_p = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,4 = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$U = 1$$

$$A_e = A_{nv} \times U = 2,04 \times 1 = 2,04 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana:

$$\phi R_n = \phi \times 0,6 \times f_u \times A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2,04$$

$$\phi R_n = 3763,8 \text{ kg} > V_u = 2919,71 \text{ kg (OK)}$$

b. Sambungan las antara pelat penyambung dengan kolom

Ketebalan tertipis material pada sambungan = 4 mm

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang las = 10 cm

$$A = 2 \times 1 \times 10 = 20 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} \times t_e \times h^2 \times 2 = \frac{1}{6} \times 1 \times 10^2 \times 2 = 38,33 \text{ cm}^3$$

$$P_u = V_u = 2919,71 \text{ kg}$$

$$M_u = 2 \times 2919,71 = 5839,42 \text{ kg.cm}$$

$$\phi f_n = \phi \times 0,6 \times F_{E70XX} \times t_e$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{2919,71}{20} = 145,98 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_u :

$$f_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{5839,2}{38,33} = 152,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{152,35^2 + 145,98^2}$$

$$f_{total} = 211 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{211}{2214,45} = 0,095 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,095}{0,707} = 0,13 \text{ cm}$$

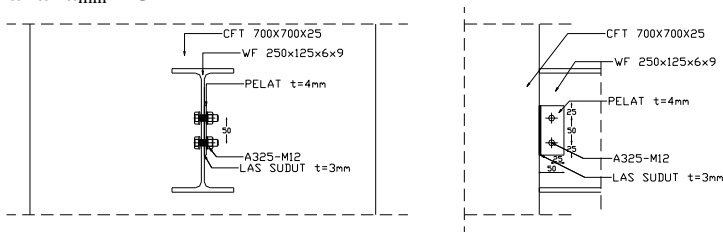
Syarat-syarat tebal kaki laas

Ketebalan tertipis material pada sambungan = 4 mm

a min = 3 mm

$$a_{eff \max} = 1,41 \frac{f_u}{FE_{70XX}} t_p = 1,41 \frac{4100}{70 \times 70,3} 0,4 = 0,47 \text{ cm}$$

Pakai a_{min} = 3 mm



Gambar 7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

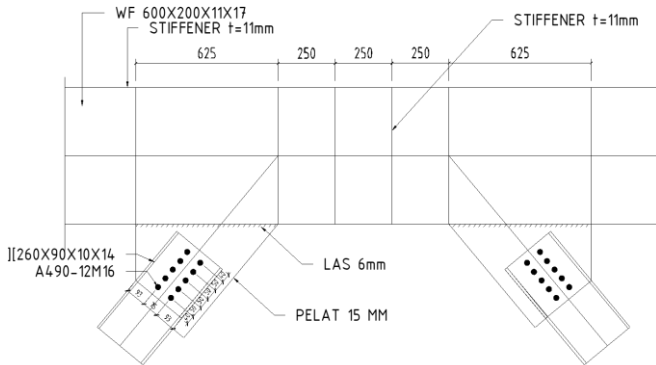
7.4 Sambungan Batang Bresing

Kuat perlu pada sambungan batang bresing ke balok harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25R_y V_n$ sesuai dengan peraturan SNI 1729:2015. Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan gaya aksial maksimal pada batang bresing sebesar 179727,15 kg. Berikut ini merupakan data perencanaan sambungan batang bresing.

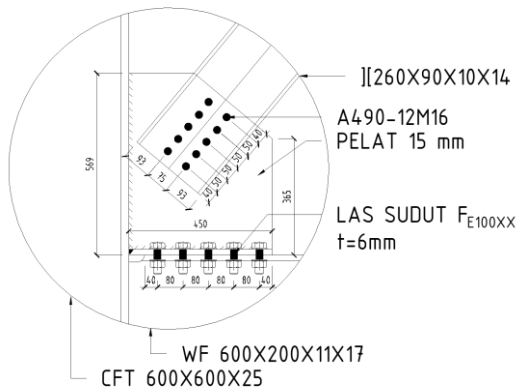
Profil bresing :][260x90x10x14

Baut : A490-M16; $A_b = 2 \text{ cm}^2$; $F_{nv} = 579 \text{ MPa}$.

Pelat : tebal 15 mm; BJ 41



Gambar 7.4 Sambungan Pada Daerah Link



Gambar 7.5 Sambungan Bresing bagian Bawah

- a. Kuat geser baut

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 2$$

$$\phi V_n = 17370 \text{ kg}$$

- b. Kuat tumpu baut

$$l_c = 40 - 0,5(16+1,5) = 31,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 3,125 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 2 \times 1 \times 4100$$

$$R_n = 15375 \text{ kg} \leq 19860 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{179727,15}{15375} = 11,68 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 baut A490-M16.

c. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 24 \leq S1 \leq 150 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5 d_b \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 24 \leq S2 \leq 150 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 48 \leq S \leq 200 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

d. Kontrol kekuatan pelat buhul

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5 mm

$$d_1 = d_b + 1,5 = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm}$$

$$L = S1 + 5S = 2 \times ((40) + 5(50)) = 580 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_p = (58 - 5,5 \times 1,75) \times 15 = 72,56 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_{nv} \times U = 72,56 \times 1 = 72,56 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana:

$$\phi R_n = \phi \times f_u^p \times A_e$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 72,56$$

$$\phi R_n = 223122 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 223122 > P_u = 179727,15 \text{ kg (OK)}$$

Jadi, pelat buhul tebal 15 mm dapat digunakan.

e. Kontrol las sudut pada pelat buhul dan balok-kolom

Sambungan antara pelat buhul dan balok direncanakan dengan las sudut di kedua sisinya dan mutu las FE_{100XX}.

Tebal efektif las sudut rencana, $t_e = 1 \text{ cm}$.

Panjang las = $d = 45 \text{ cm}$ dan $h = 57 \text{ cm}$

$$A = 2 \times 1(45 + 57) = 204 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 179727,15 \text{ kg}$$

$$\phi f_n = \phi \times 0,6 \times FE_{100XX} \times t_e$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut:

$$\cos \theta = \cos 50,19 = 0,640$$

$$\sin \theta = \sin 50,19 = 0,768$$

$$0,64 \times 179727,15 = 138061,32 \text{ kg}$$

$$0,768 \times 179727,15 = 138030,45 \text{ kg}$$

Gaya akibat $\cos \theta$

$$f_h = \frac{P_u \cos \theta}{A} = \frac{138061,32}{204} = 676,77 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya akibat $\sin \theta$

$$f_v = \frac{P_u \sin \theta}{A} = \frac{138030,45}{204} = 676,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{676,77^2 + 676,62^2}$$

$$f_{total} = 956,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{956,99}{3163,5} = 0,3 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,3}{0,707} = 0,43 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki laas

Ketebalan tertipis material pada sambungan = 15 mm

$$a_{\min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff max}} = 1,41 \frac{f_u}{FE_{70XX}} t_p = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} 1,5 = 1,23 \text{ cm}$$

Pakai $a_{\min} = 6 \text{ mm}$

- f. Kontrol las sudut pada pelat buhul dan *link*
 las sudut di kedua sisinya dan mutu las FE_{100XX} .
 Tebal efektif las sudut rencana, $t_e = 1 \text{ cm}$.

Panjang las = 62,5

$$A = 2 \times 1(62,5) = 125 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 179727,15 \text{ kg}$$

$$\phi f_n = \phi \times 0,6 \times FE_{100XX} \times t_e$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut:

$$\cos \theta = \cos 50,19 = 0,640$$

$$\sin \theta = \sin 50,19 = 0,768$$

$$0,64 \times 179727,15 = 138061,32 \text{ kg}$$

$$0,768 \times 179727,15 = 138030,45 \text{ kg}$$

Gaya akibat $\cos \theta$

$$f_h = \frac{P_u \cos \theta}{A} = \frac{138061,32}{125} = 1104 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya akibat $\sin \theta$

$$f_v = \frac{P_u \sin \theta}{A} = \frac{138030,45}{125} = 1104 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{1104^2 + 1104^2}$$

$$f_{total} = 1561,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{1561,3}{3163,5} = 0,49 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,49}{0,707} = 0,7 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki laas

Ketebalan tertipis material pada sambungan = 15 mm

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{eff \max} = 1,41 \frac{f_u}{FE_{70XX}} t_p = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} 1,5 = 0,82 \text{ cm}$$

$$\text{Pakai } a_{min} = 6 \text{ mm}$$

7.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

1. Perhitungan gaya geser pada sambungan

a. Akibat kapasitas balok induk

$$M_u = 1,1R_y Z_x F_y$$

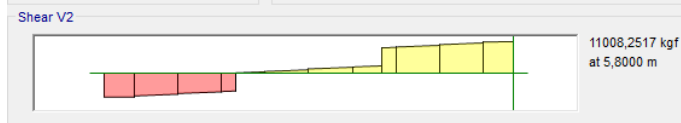
$$M_u = 1,1 \times 1,5 \times 2863 \times 2500$$

$$M_u = 11809875 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_u}{L} = 2 \frac{11809875}{600} = 39366,25 \text{ kg}$$

b. Akibat beban kombinasi

Digunakan gaya geser akibat kombinasi beban 1,2D+0,5L.



Gambar 7.7 Diagram Geser Balok Induk WF
600x200x11x17

$$V_{u \text{ total}} = 39366,25 + 11008,25 = 50374,5 \text{ kg}$$

$$M_u = 11809875 \text{ kg.cm}$$

2. Sambungan geser pada balok

Baut : A490-M20; $A_b = 3,14 \text{ cm}^2$; $F_{nv} = 579 \text{ MPa}$.

Pelat sambungan tertipis : badan balok induk WF; 11 mm

Pelat diafragma : tebal 14 mm; BJ 41

Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 3,14$$

$$\phi V_n = 13635,45 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 40 - 0,5(20+1,5) = 29,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,925 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 2 \times 1,1 \times 4100$$

$$R_n = 15830,1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{50374,5}{13635,45} = 3,69 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 baut A490-M20.

Kontrol jarak baut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \leq S1 \leq 132 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5 d_b \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \leq S2 \leq 132 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 60 \leq S \leq 165 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 60 \text{ mm}$$

Ukuran pelat:

$$\text{Panjang} = 2S1 + 3S = 2(40) + 3(60) = 260 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = 2S2 = 2(30) = 60 \text{ mm}$$

3. Sambungan geser pada kolom

Sambungan geser pada kolom direncanakan dengan *single plate* dan las sudut serta menggunakan pelat tebal 14 mm dengan panjang 260 mm. Pengelasan dilakukan pada 2 sisi single plate dengan kekuatan FE_{100XX} dengan $t_e = 1$.

$$A = 2 \times 1 \times 26 = 52 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} \times t_e \times h^2 \times 2 = \frac{1}{6} \times 1 \times 26^2 \times 2 = 225,3 \text{ cm}^3$$

$$P_u = V_u = 39366,25 \text{ kg}$$

$$M_u = S2 \times V_u = 3 \times 39366,25 = 118098,75 \text{ kg.cm}$$

$$\phi f_n = \phi \times 0,6 \times FE_{100XX} \times t_e$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{39366,25}{52} = 777,325 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu:

$$f_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{118098,75}{208} = 567,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{567,78^2 + 787,325^2}$$

$$f_{total} = 946,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{946,53}{3163,5} = 0,3 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,3}{0,707} = 0,4 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki las

Ketebalan tertipis material pada sambungan = tebal kolom = 12 mm

$a_{\min} = 5 \text{ mm}$

$$a_{eff \max} = 1,41 \frac{f_u}{F_{E100XX}} t_p = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} 1,2 = 0,98 \text{ cm}$$

Pakai $a_{\min} = 5 \text{ mm}$

Kontrol pelat penyambung

Direncanakan menggunakan single plate 260×14 dengan mutu BJ 41.

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5 mm

$$d_1 = d_b + 1,5 = 20 + 1,5 = 21,5 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_p = (26 - 4 \times 21,5) \times 1,4 = 24,36 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_{nv} = 24,36 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana:

$$\phi R_n = \phi \times 0,6 \times f_u^p \times A_e$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 24,36$$

$$\phi R_n = 44944,2 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 44944,2 \text{ kg} > P_u = 39366,25 \text{ kg (OK)}$$

4. Sambungan pada *diaphragm plate* dengan kolom
Sambungan pada *diaphragm plate* dengan kolom direncanakan menggunakan sambungan las tumpul penetrasi penuh tebal 1,5 cm dan tebal diaphragm plate 18 mm mutu BJ 41.

- Gaya tarik akibat M_u

$$T = \frac{M_u}{d_{balok}} = \frac{11809875}{60} = 196831,25 \text{ kg}$$

- Kekuatan rencana las tumpul

$$t_e = 1,5 \text{ cm}$$

$$F_{yw} = F_{E100XX}$$

$$f_u^{las} = \phi \times 0,9 \times F_{yw} \times t_e$$

$$f_u^{las} = 0,75 \times 0,9 \times 70,3 \times 100 \times 1,5$$

$$f_u^{las} = 7177,9 \text{ kg}$$

$$f_u^{baja} = \phi \times 0,9 \times F_u \times t_e$$

$$f_u^{baja} = 0,75 \times 0,9 \times 4100 \times 1,5$$

$$f_u^{baja} = 4151,25 \text{ kg}$$

$$f_u^{min} = f_u^{baja} = 4151,25 \text{ kg}$$

- Luas las tumpul

$$A_{las} = t_e \times l = 1,5 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban tarik:

$$f_{total} = \frac{T}{A_{las}} = \frac{196831,25}{52,5} = 3749,2 \text{ kg/cm}^2$$

- Kapasitas las

$$f_{total} = 3749,2 \text{ kg/cm}^2 < f_u^{min} = 4151,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

5. Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok
Baut : A490-M24; $A_b = 4,52 \text{ cm}^2$; $F_{nv} = 579 \text{ MPa}$
Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 4,52$$

$$\phi V_n = 19628,1 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 40 - 0,5(24+1,5) = 27,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,725 \times 1,8 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,4 \times 1,8 \times 4100$$

$$R_n = 21451,2 \text{ kg} \leq 42508,8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{196831,25}{19628,1} = 10,02 \approx 12 \text{ buah}$$

Maka, digunakan Baut A490-M24 sebanyak 12 buah masing-masing sayap

Kontrol jarak baut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 36 \leq S1 \leq 150 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5 d_b \leq S2 \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 36 \leq S2 \leq 150 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \leq S \leq 165 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 80 \text{ mm}$$

Ukuran pelat

$$\text{Panjang, } L = 2S1 + 4S = 2(40) + 4(80) = 400 \text{ mm}$$

Kekuatan *diaphragm plate*

$$A_g = L \times t_p = 40 \times 1,8 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - A_{\text{perlemahan}} = 72 - 6 \times (2,4 + 0,15) \times 1,8 = 44,46 \text{ cm}^2$$

Kontrol terhadap leleh

$$T/2 \leq 0,9 \times A_g \times F_y$$

$$196831,25/2 \leq 0,9 \times 44,46 \times 2500$$

$$98415,625 \leq 100035 \quad \text{(OK)}$$

Kontrol terhadap putus

$$T/2 \leq 0,75 \times A_n \times F_u$$

$$196831,25/2 \leq 0,75 \times 44,48 \times 4100$$

$$98415,625 \leq 136714,5 \quad (\text{OK})$$

6. Kontrol pelat pengaku pada pelat ujung

$$t_{s \min} = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 11 \left(\frac{250}{250} \right) = 11 \text{ mm}$$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30} \rightarrow h_{st} = L_{st} \times \tan 30 = 450 \times \tan 30 = 259,8 \approx 260 \text{ mm}$$

Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \rightarrow \frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} \rightarrow \frac{h_{st}}{t_s} \leq 15,84$$

Sehingga tebal pelat yang diperlukan,

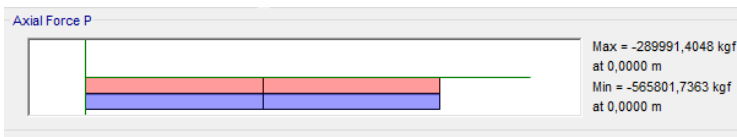
$$t_s = \frac{26}{15,84} = 1,64 \approx 1,8 \text{ cm}$$

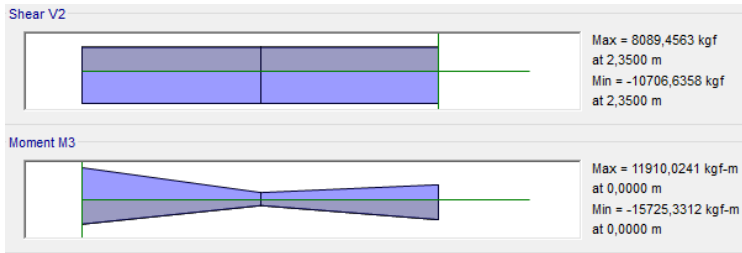
Jadi, gunakan pelat pengaku ujung $18 \times 260 \times 450$.

7.6 Sambungan Antar Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{E100XX} . Gaya-gaya yang bekerja didapatkan dari analisi ETABS 2016. Berikut ini merupakan contoh perhitungan sambungan antar kolom.

Kolom yang dipilih terletak pada lantai Lantai 3 dengan kode C44 pada ETABS 2016 dengan gaya dalam sebagai berikut:





Gambar 7.8 Gaya dalam pada kolom C44

$$P_u = 565801,73 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 11910 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 15725,33 \text{ kg.m}$$

$$V_{ux} = 12757,61 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 15254,49 \text{ kg.m}$$

Las menggunakan las sudut 12 mm dengan acuan tebal pelat minimum pada kolom baja.

$$t_e = 1,2 \text{ cm}$$

$$F_{yw} = F_{E100XX}$$

$$A_{\text{eff las}} = 0,707 \times A_{\text{las}} = 0,707 \times 1,2 \times 60 \times 4 = 203,616 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \left(\frac{1}{12} \times t_e \times d^3 + A \times y^2 \right) \times 2$$

$$I_x = I_y = \left(\frac{1}{12} \times 1,2 \times 60^3 + (60 \times 1,2) \times 30^2 \right) \times 2$$

$$I_x = I_y = 172800 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = \frac{172800}{30} = 5760 \text{ cm}^3$$

- Gaya akibat P_u

- Gaya akibat V_u

$$f_h = \sqrt{\left(\frac{V_{ux}}{A} \right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{A} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{12757,61}{203,6} \right)^2 + \left(\frac{11910}{203,6} \right)^2}$$

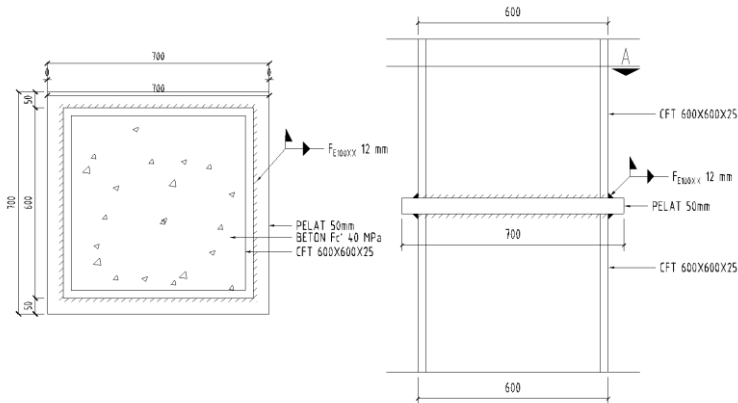
$$f_h = 85,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{2832,77^2 + 85,7^2} = 2834,1 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kemampuan las sudut

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times F_{exx} = 0,76 \times 0,6 \times 100 \times 70,7 = 5272,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = 2834,1 \text{ kg/cm}^2 < F_{nw} = 5272 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 7.9 Sambungan antar Kolom

7.7 Sambungan Kolom dengan Baseplate

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Plat sambung yang digunakan yaitu dengan tebal $t_p = 50 \text{ mm}$. Berikut ini merupakan dimensi baseplate yang direncanakan:

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$B = 800 \text{ mm}$$

$$t_p = 50 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil analisis ETABS 2016 didapat gaya yang bekerja pada kolom CFT 600x600x25x25 pada lantai lobby sebagai berikut:

$$P_u = 760613,57 \text{ kg}$$

$$V_u = 16869,26 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 50531,54 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 53372,37 \text{ kg.m}$$

a. Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil HSS 600x600x25x25 sehingga didapat:

$$t_e = 12 \text{ mm}$$

$$F_{yw} = F_{E100XX}$$

$$A_{\text{eff las}} = 0,707 \times A_{\text{las}} = 0,707 \times 1,2 \times 60 \times 4 = 203,616 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \left(\frac{1}{12} \times t_e \times d^3 + A \times y^2 \right) \times 2$$

$$I_x = I_y = \left(\frac{1}{12} \times 1,2 \times 60^3 + (60 \times 1,2) \times 30^2 \right) \times 2$$

$$I_x = I_y = 172800 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = \frac{172800}{30} = 5760 \text{ cm}^3$$

- Gaya akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{uy}}{S_x} + \frac{M_{ux}}{S_y} = \frac{760613}{203,6} + \frac{53372}{5760} + \frac{50531}{5760}$$

$$f_v = 3754 \text{ kg/cm}^2$$

- Gaya akibat V_u

$$f_h = \sqrt{\left(\frac{V_{ux}}{A} \right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{A} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{16869}{203,6} \right)^2 + \left(\frac{15789}{203,6} \right)^2}$$

$$f_h = 113,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{3754^2 + 113,38^2} = 3755,7 \text{ kg/cm}^2$$

Cek kemampuan las sudut

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times F_{exx} = 0,76 \times 0,6 \times 100 \times 70,7 = 5272,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 3755,7 \text{ kg/cm}^2 < F_{nw} = 5272 \text{ kg/cm}^2$$

b. Perhitungan *base plate*

Cek eksentrisitas gaya:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{5053154}{760613,57} = 6,64 \text{ cm} < \frac{H}{6} = \frac{80}{6} = 13,33 \text{ cm}$$

Karena $1/6h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut, $d_b = 20$ mm.

$$h' = w_e + C1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \times d_b = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

$$C1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times 20 = 3,375 \approx 40 \text{ mm}$$

Dimensi baseplate

$$h' = 40 + 40 = 80 \text{ mm}$$

Dimensi beton

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$B = 800 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{80 \times 80}{80 \times 80}} = 1$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.H} = \frac{760613,57}{80 \times 80} = 118,85 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6M_{ux}}{B.H^2} = \frac{6 \times 5053154}{80 \times 80^2} = 59,22 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(\max)} = f_{pa} + f_{pb} = 118,85 + 59,22 = 178,07 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom beton

$$f_{p(avail)} = \phi 0,85 \times f_c' = 0,9 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ MPa}$$

$$f_{p(avail)} = 306 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(\max)} = 178,07 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat:

$$m = \frac{(H - 0,95D)}{2} = \frac{(80 - 0,95 \times 70)}{2} = 6,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2f_{pb} \times \frac{m}{H} \right) \times \frac{m^2}{2} + \left(2f_{pb} \times \frac{m}{H} \right) \times \left(\frac{m^3}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(178,07 - 2(59,22) \times \frac{6,75}{80} \right) \times \frac{6,75^2}{2} \\ + \left(2(59,22) \times \frac{6,75}{80} \right) \times \left(\frac{6,75^3}{3} \right) = 4853,47 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal *base plate*

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 4853,47}{0,9 \times 2500}} = 2,94 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.H} = \frac{760613,57}{80 \times 80} = 118,85 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{uy}

$$f_{pb} = \frac{6M_{uy}}{B.H^2} = \frac{6 \times 5337237}{80 \times 80^2} = 62,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(\max)} = f_{pa} + f_{pb} = 118,85 + 62,5 = 181,35 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom beton

$$f_{p(avail)} = \phi 0,85 \times f_c' = 0,9 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ MPa}$$

$$f_{p(avail)} = 306 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(\max)} = 181,35 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat:

$$m = \frac{(H - 0,95D)}{2} = \frac{(80 - 0,95 \times 70)}{2} = 6,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2f_{pb} \times \frac{m}{H} \right) \times \frac{m^2}{2} + \left(2f_{pb} \times \frac{m}{H} \right) \times \left(\frac{m^3}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(181,35 - 2(62,5) \times \frac{6,75}{80} \right) \times \frac{6,75^2}{2}$$

$$+ \left(2(62,5) \times \frac{6,75}{80} \right) \times \left(\frac{6,75^3}{3} \right) = 4972,33 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal *base plate*

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 4972,33}{0,9 \times 2500}} = 2,97 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

c. Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas. Dimensi pelat minimum menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 8.11.

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \times t_f = 0,5 (2,5) = 1,25 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai direncanakan = 1,5 cm

$$e = 6,64 \text{ cm} < 1/6H = 13,33 \text{ cm}$$

Karena $1/6h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga dipasang angkur praktis.

Direncanakan baut angkur M22, $A_b = 3,8 \text{ cm}^2$, mutu F1554 Grade 105 dengan $F_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$.

Kuat geser baut:

$$\phi V_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 7240 \times 1 \times 3,8$$

$$\phi V_n = 20634 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 40 - 0,5(22+1,5) = 28,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,825 \times 5 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 5 \times 4100$$

$$R_n = 71955 \text{ kg} \leq 108240 \text{ kg}$$

Kuat rencana tarik:

$$\phi T_d = \phi \times F_{nt} \times A_b$$

$$\phi T_d = 0,75 \times 7240 \times 3,8$$

$$\phi T_d = 20634 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{16869,26}{20634} = 0,82 \approx 8 \text{ buah}$$

Kontrol jarak baut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S1)} &= 1,5d_b \leq S1 \leq (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 33 \leq S1 \leq 200 \end{aligned}$$

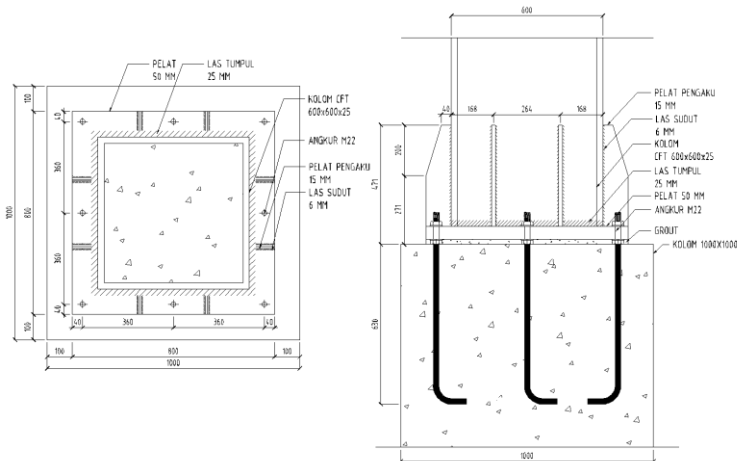
$$\text{Pakai S1} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi (S2)} &= 1,5d_b \leq S2 \leq 150 \text{ mm} \\ &= 33 \leq S2 \leq 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (S)} &= 3d_b \leq S \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 60 \leq S \leq 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 200 \text{ mm}$$



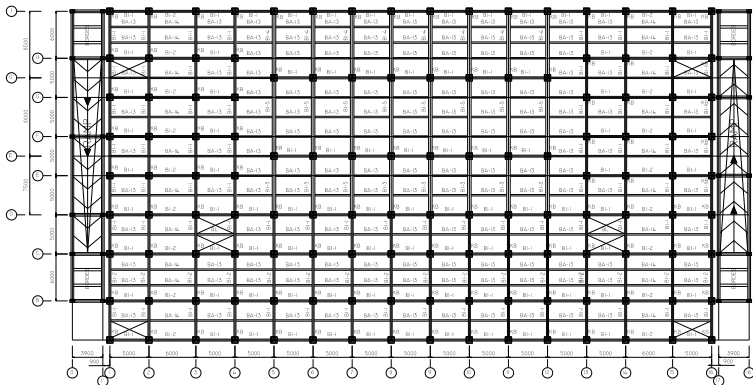
Gambar 7.10 Baseplate

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII PERENCANAAN BASEMENT

8.1 Umum

Basement pada Apartemen Puncak CBD direncanakan menggunakan struktur beton bertulang dengan pengaku shear wall di bawah pengaku bresing eksentris. Basement direncanakan menggunakan struktur beton bertulang karena lebih anti karat dan terdapat struktur dinding penahan tanah yang mana terbuat pula dari struktur beton bertulang. Denah kolom balok pada lantai lobby disajikan dalam Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Denah Kolom Balok Lantai Lobby

8.2 Pelat

8.2.1 Data Perencanaan Pelat

Pelat beton pada Apartemen Puncak CBD terletak pada Lantai Lobby dengan data perencanaan sesuai dengan *preliminary design* pada subbab 5.2.2 sebagai berikut:

- Mutu beton, f_c' = 40 MPa
- Tebal pelat, h_f = 15 cm
- Diameter tulangan utama, ϕ = 10 mm
- Diameter tulangan susut, ϕ = 10 mm
- Mutu tulangan susut, f_y = 380 MPa

- Tebal decking, d' = 2 cm
- b = 1000 mm

8.2.2 Pembebanan Pelat

Beban yang bekerja pada pelat lantai lobby terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L). Beban mati berdasarkan Tabel C3.1-1B ASCE 7-02 sedangkan beban hidup berdasarkan Tabel 4-1 SNI 1727:2013.

a. Beban mati

- Berat sendiri pelat beton, $2400 \times 0,15$ = 360 kg/m²
 - Beban dinding partisi = 72 kg/m²
 - Berat plafon = 5 kg/m²
 - Berat penggantung plafon = 10 kg/m²
 - Berat keramik+spesi = 77 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m² +
- $$q_D = 543,1 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban hidup

Beban hidup pada lantai lobby, $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi pembebanan yang digunakan:

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L$$

$$q_u = 1,2(543,1) + 1,6(479)$$

$$q_u = 1418,12 \text{ kg/m}^2$$

Beban yang bekerja pada lantai basement adalah beban hidup parkir sebesar 400 kg/m² dan gaya angkat air (uplift) akibat perbedaan permukaan air. Namun, analisa hanya dilakukan dalam kondisi terkritik pelat di mana beban hidup tidak diperhitungkan. Berikut ini adalah perhitungan gaya angkat air.

$$q_{uplift} = 1,6((z \times \gamma_w) - (h \times \gamma_c)) = (3,5 \times 1000) - (0,25 \times 2400)$$

$$q_{uplift} = 4640 \text{ kg/m}^2$$

z = selisih elevasi lantai basement dengan muka air tanah

h = tebal pelat lantai basement = 25 cm

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

8.2.3 Penulangan Pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat balok di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 Tabel 13.3.1 di mana bergantung pada panjang L_x dan L_y pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit penuh.

Pada subbab ini pula dihitung kebutuhan tulangan untuk pelat lantai basement. Gaya yang diperhitungkan hanya gaya uplift akibat perbedaan muka air tanah pada antara lantai basement dan datum yaitu sebesar -3,5 meter. Pada subbab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe A yang memiliki luasan terbesar pada area lantai lobby.

$$L_x = 250 \text{ mm}$$

$$L_y = 600 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{600}{250} = 2,4 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Diameter tulangan, $\phi 10$

$$d_x = h_f - d' - (0,5 \times \phi) = 150 - 20 - (0,5 \times 10) = 125 \text{ mm}$$

$$d_y = h_f - d' - \phi - (0,5 \times \phi) = 150 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) = 115 \text{ mm}$$

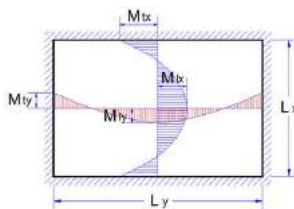
Pada tabel penentuan momen pelat sesuai dengan PBI 1971, diperoleh nilai momen yang menentukan sebagai berikut:

$$M_{lx} = 0,001 \times q \times L_x \times X = 0,001 \times 1418,12 \times 2,5 \times 42 = 372,26 \text{ kg.m}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times L_x \times X = 0,001 \times 1418,12 \times 2,5 \times 10 = 88,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times q \times L_x \times X = 0,001 \times 1418,12 \times 2,5 \times 83 = 735,64 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times q \times L_x \times X = 0,001 \times 1418,12 \times 2,5 \times 57 = 505,21 \text{ kg.m}$$



Gambar 8.2 Momen Pelat Lantai di Daerah Tumpuan dan Lapangan

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{fc' - 28}{7} \right) 0,05 = 0,85 - \left(\frac{40 - 28}{7} \right) 0,05 = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0,0364$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = 0,0025 \text{ (berlaku untuk pelat)}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25\sqrt{fc'}}{\sqrt{f_y}} = \frac{0,25\sqrt{40}}{\sqrt{380}} = 0,004$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{380} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85fc'} = \frac{380}{0,85(40)} = 11,2$$

Penulangan Utama

$$R_n = \frac{M_n}{0,8bd_x^2} = \frac{735,64 \times 10^4}{0,8 \times 1000(125)^2} = 0,588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{11,2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,2 \times 0,588}{380}} \right] = 0,0015$$

Sehingga digunakan $\rho_{min} = 0,004$

$$A_{s,perlu} = \rho b d = 0,004 \times 1000 \times 125 = 520 \text{ mm}^2$$

Coba tulangan $\phi 10 - 100$

$$A_{sd} = \frac{1}{4} \pi t^2 = \frac{1}{4} (3,14)(10)^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,avail} = A_{sd} \times \frac{1000}{100} = 78,5 \times 10 = 785 \text{ mm}^2 > A_{s,perlu} \text{ (OK)}$$

Sehingga penulangan pelat tipe A $\phi 10-100$ dapat digunakan.

Tulangan pembagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\rho_{\min} = 0,0018 \times \frac{400}{f_{yp}} = 0,0018 \times \frac{400}{380} = 0,001895$$

ρ_{\min} menurut SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1.b adalah 0,002

$$A_{sd} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} (3,14)(10)^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,perlu} = \rho b d = 0,002 \times 1000 \times 115 = 230 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s,perlu}}{A_{sd}} = \frac{230}{78,54} = 2,93$$

$$S = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan susut $\phi 10$ -300

Tabel 8.1 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Lobby

Tipe	L_y (cm)	L_x (cm)	Tul. Utama	Tul. Susut
A	600	250	Ø10-100	Ø10-300
B	500	250	Ø10-100	Ø10-300
C	600	200	Ø10-100	Ø10-300
D	500	200	Ø10-100	Ø10-300

Tabel 8.2 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Basement

Tipe	L_y (cm)	L_x (cm)	Tul. Utama	Tul. Susut
1	1000	500	D16-100	D13-100
2	850	500	D16-100	D13-100
3	750	500	D16-100	D13-100
4	600	500	D13-100	D13-100
5	600	600	D13-100	D13-100
6	500	500	D13-100	D13-100

8.3 Perencanaan Balok Anak

Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan membagi beban yang diterima oleh balok induk akibat beban pelat pada balok yang bentangnya relatif panjang, sehingga mampu memperkecil lendutan pada pelat. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung yang menumpu pelat satu arah, pembebanannya merupakan $\frac{1}{2}$ dari l_x pelat.

8.3.1 Pembebanan Balok Anak

Pada subbab ini diambil contoh perhitungan balok anak ukuran 20/30 dengan panjang 6 m dengan beban-beban sebagai berikut:

a. Beban mati

- Berat sendiri pelat beton, $2400 \times 0,15 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Beban dinding partisi $= 72 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon $= 5 \text{ kg/m}^2$
 - Berat penggantung plafon $= 10 \text{ kg/m}^2$
 - Berat keramik+spesi $= 77 \text{ kg/m}^2$
 - Berat *ducting* dan *plumbing* $= \underline{19,1 \text{ kg/m}^2} +$
 $= 543,1 \text{ kg/m}^2$
 - Berat balok anak 20/30 $= 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$
- Berat mati total $= 543,1 (2,5) + 144 = q_D = 1501,75 \text{ kg/m}$

b. Beban hidup

- Beban hidup pada lantai lobby, $= 479 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup per meter balok, $479 \times 2,5, \quad q_L = 1197,5 \text{ kg/m}$

Kombinasi pembebanan yang digunakan:

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L$$

$$q_u = 1,2(1501,75) + 1,6(1197,5)$$

$$q_u = 3718,1 \text{ kg/m}$$

Momen dan gaya geser

Balok anak yang direncanakan terletak atas 4 tumpuan dan terjepit pada tumpuan-tumpuan ujung sehingga:

Momen tumpuan kedua =

$$-\frac{1}{12}ql_t^2 = -\frac{1}{12} \times 3718,1 \times 6^2 = -11499,9 \text{ kg.m}$$

Momen tumpuan berikutnya =

$$-\frac{1}{14}ql_t^2 = -\frac{1}{14} \times 3718,1 \times 6^2 = -9857,06 \text{ kg.m}$$

Momen tumpuan diambil yang terbesar = -11499,9 kg.m

$$\text{Momen lapangan} = \frac{1}{14}ql_t^2 = \frac{1}{14} \times 3718,1 \times 6^2 = 9857,06 \text{ kg.m}$$

8.3.2 Penulangan Balok Anak

Data perencanaan:

Dimensi balok anak = 250/400 mm

Mutu beton (f_c') = 40 MPa

Tulangan lentur = D19 mm

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Tulangan sengkang = Ø10

Mutu tul. sengkang = 380 MPa

Tebal decking, d = 40 mm

$d' = h - (\text{selimut} + \text{Ø} + 0,5D) = 400 - (40 + 10 + 0,5(19)) = 340,5 \text{ mm}$

Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,9

(SNI 2847: 2013 Pasal 9.3.2.1)

Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75

(SNI 2847: 2013 Pasal 9.3.2.3)

1. Penulangan Lentur

a. Penulangan Daerah Tumpuan

Digunakan tulangan tarik 4D19 ($A_{s, \text{tarik}} = 1133,54 \text{ mm}^2$)

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s, \text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{1133,54 \times 420}{0,85 \times 250 \times 40} = 56,01 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_{s,tarik} \times f_y \times \left(d' - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1133,54 \times 420 \times \left(340,5 - \frac{56,01}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 133897224,7 \text{ N.mm} > M_u = 114999000 \text{ N.mm}$$

Cek jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{250 - 2(40) - 2(10) - (5 \times 19)}{4 - 1}$$

$s = 24,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$, maka tulangan dipasang 2 baris.

Sehingga, digunakan tulangan tarik 4D19.

Letak garis netral untuk kondisi berimbang

$$x = \frac{600}{600 + f_y} \times d' = \frac{600}{600 + 420} \times 340,5 = 200,3 \text{ mm}$$

$$x_{maks} = 0,75x = 0,75(200,3) = 150,22 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times x_{\max}}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40 \times 250 \times 150,2}{420}$$

$$A_{sc} = 2322,37 \text{ mm}^2$$

M_{nc} maksimum untuk penulangan tunggal (M_{nc})

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d' - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 2322,37 \times 420 \times \left(340,5 - \frac{0,764 \times 150,22}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 276150051 \text{ N.mm} > M_u = 77103000 \text{ N.mm}$$

$M_{nc} > M_u$ maka tidak memerlukan tulangan tekan sehingga

A_s' diambil $0,5A_s$.

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 1133,54 = 566,77 \text{ mm}^2$$

$$A_{sd} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} (3,14)(19)^2 = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s'}{A_{sd}} = \frac{566,77}{283,385} = 2 \text{ buah}$$

Cek jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{250 - 2(40) - 2(10) - (2 \times 19)}{2 - 1}$$

$s = 112 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, maka tulangan dipasang 1 baris.

Sehingga, dipasang tulangan tekan 2D19 pada tumpuan.

b. Penulangan Daerah Lapangan

Digunakan tulangan tarik 3D19 ($A_{s, \text{tarik}} = 850,155 \text{ mm}^2$)

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s, \text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{850,155 \times 420}{0,85 \times 250 \times 40} = 42 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_{s, \text{tarik}} \times f_y \times \left(d' - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 850,155 \times 420 \times \left(340,5 - \frac{42}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 102672838,9 \text{ N.mm} > M_u = 98570571,43 \text{ N.mm}$$

Cek jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{250 - 2(40) - 2(10) - (3 \times 19)}{3 - 1}$$

$s = 46,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, maka tulangan dipasang 1 baris.

Letak garis netral untuk kondisi berimbang

$$x = \frac{600}{600 + f_y} \times d' = \frac{600}{600 + 420} \times 340,5 = 200,3 \text{ mm}$$

$$x_{maks} = 0,75x = 0,75(200,3) = 150,22 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times x_{\max}}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40 \times 250 \times 150,2}{420}$$

$$A_{sc} = 2322,37 \text{ mm}^2$$

M_{nc} maksimum untuk penulangan tunggal (M_{nc})

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d' - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 2322,37 \times 420 \times \left(340,5 - \frac{0,764 \times 150,22}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 27615005,1 \text{ N.mm} > M_u = 9857057,143 \text{ N.mm}$$

$M_{nc} > M_u$ maka tidak memerlukan tulangan tekan sehingga A_s' diambil $0,5A_s$.

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 850,155 = 425,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sd} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} (3,14)(19)^2 = 283,34 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s'}{A_{sd}} = \frac{425,1}{283,34} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga, dipasang tulangan tekan 2D19 di daerah lapangan.

2. Penulangan Geser

a. Penulangan daerah tumpuan

Gaya geser yang dipakai dalam perhitungan adalah gaya geser terfaktor, V_u' sejarak d dari muka tumpuan sesuai SNI 2857:2013 Pasal 11.1.3.1.

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L = \frac{1}{2} \times 2570,1 \times 6^2 = 7710,3 \text{ kg} = 77103 \text{ N}$$

$$V_u' = \frac{V_u}{\frac{L}{2}} \times \left(\frac{L}{2} - d' \right) = \frac{7710,3}{\frac{6}{2}} \times \left(\frac{6}{2} - 0,242 \right)$$

$$V_u' = 7088 \text{ kg} = 70883,3 \text{ N}$$

Kuat geser beton menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d' = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 200 \times 242 = 51018,08 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 51018,08 = 38263,56 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 38263,56 = 19132 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser:

$V_u' = 70883,3 \text{ N} > \phi V_c = 38263,56 \text{ N}$ maka memerlukan tulangan geser.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d'/2$.

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{242}{2} = 121 \text{ mm, ambil jarak sengkang } 120 \text{ mm}$$

Direncanakan dengan sengkang 2 kaki $\emptyset 10 - 100$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{157,08 \times 380 \times 242}{100} = 120375,36 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 120375,36 = 90281,52 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser

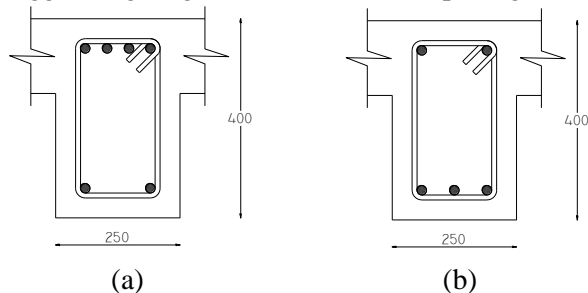
$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$38263,56 + 90281,52 \geq 77103$$

$$128545,1 \text{ N} \geq 77103 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Sehingga, sengkang 2 kaki $\emptyset 10 - 100$ dapat digunakan.



Gambar 8.3 (a) Tulangan Tumpuan, (b) Tulangan Lapangan Balok Anak 25/40

8.4 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur primer yang memikul beban dari struktur sekunder kemudian meneruskan beban tersebut ke kolom. Berikut ini merupakan contoh perhitungan balok induk dimensi 45/65 yang terletak lantai lobby dan memiliki bentang 10 meter.

Data perencanaan:

Tipe balok	: balok induk
Bentang balok	: 10 meter
Dimensi balok	: 450×650 mm
Kuat tekan beton (f_c')	: 40 MPa
Kuat leleh tul. lentur (f_y)	: 420 MPa
Kuat leleh tul. geser (f_{yv})	: 380 MPa
Diameter tul. lentur	: D22
Diameter tul. geser	: $\emptyset 10$
Tebal decking, c	: 40 mm
$d = 650 - (40 + 10 + 22/2)$: 589 mm

Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,9

(SNI 2847: 2013 Pasal 9.3.2.1)

Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75

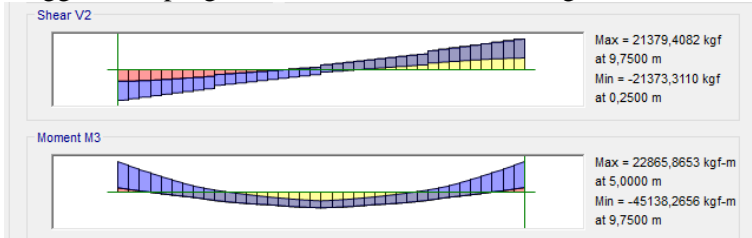
(SNI 2847: 2013 Pasal 9.3.2.3)

Sebelum perhitungan penulangan balok, harus dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang memenuhi persyaratan SRPMK sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.1 sebagai berikut.

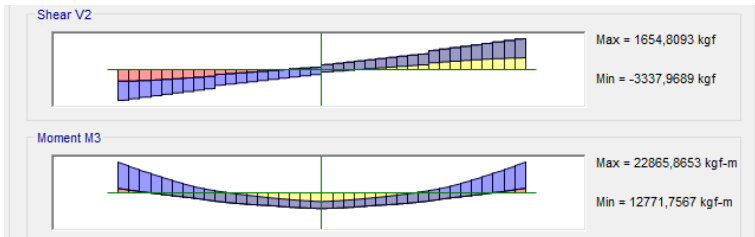
1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1A_g f_c'$.
2. Bentang bersih minimum $\geq 4d$.
 $10 \text{ m} \geq 4(0,589) = 2,356 \text{ m}$ (**OK**)
3. Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil 0,3h atau 250 mm.
 $b_w = 450 \text{ mm} > 0,3(650) = 195 \text{ mm}$ atau 250 mm (**OK**)
4. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan 0,75 lebar kolom.
 $b_w = 450 \text{ mm} < 800 + (0,75 \times 800) = 1400 \text{ mm}$ (**OK**)

8.4.1 Perencanaan Tulangan Lentur

Gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok diperoleh dengan menggunakan program bantu ETABS 2016 sebagai berikut.



Gambar 8.4 Momen tumpuan BI 45/65



Gambar 8.5 Momen lapangan BI 45/65

Lokasi	Mu (kg.m)
Tumpuan (-)	54299,41
Lapangan (+)	33742,5

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 f_c' \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,764 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$\rho_{balance} = 0,0398$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_{balance}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0398$$

$$\rho_{\max} = 0,0298$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,4$$

1. Analisis di tumpuan akibat momen negatif

$$R_n = \frac{M_u}{0,9bd^2} = \frac{54299,41 \times 10^4}{0,9 \times 450 \times 589^2} = 3,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right]$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,4 \times 3,86}{420}} \right] = 0,00979$$

$$A_{s,perlu} = \rho b d = 0,00979 \times 450 \times 589 = 2595,89 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{s,perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{2595,89}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 6,8 \approx 7 \text{ buah}$$

$$A_{s,terpasang} = 7 \times 0,25 \times \pi \times D^2 = 2659,58 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak spasi tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{450 - 2(40) - 2(10) - (7 \times 22)}{7 - 1}$$

$$s = 32,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm}, \text{ maka dipasang satu baris}$$

2. Perhitungan tulangan tekan pada tumpuan

Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$
- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3$ (7)
- $n_{\text{bawah}} \geq 2$

ambil jumlah tulangan bawah = 4 buah. Maka untuk tulangan tekan dipasang 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

3. Kontrol tulangan rangkap tumpuan

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2659,58 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 73 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{73}{0,764} = 87,33 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (589 - 87,33)}{87,33}$$

$$\varepsilon_s = 0,017 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

$$M_n = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2629,58 \times 420 \times \left(589 - \frac{73}{2} \right)$$

$$M_n = 61715 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 61715 = 55543,59 \text{ kg.m} > M_u \quad (\text{OK})$$

4. Analisis di lapangan akibat momen positif

$$R_n = \frac{M_u}{0,9bd^2} = \frac{33742,5 \times 10^4}{0,9 \times 450 \times 589^2} = 2,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{12,4} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,4 \times 2,4}{420}} \right] = 0,0059$$

$$A_{s, \text{perlu}} = \rho b d = 0,0059 \times 450 \times 589 = 1573,22 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{s,perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{1573,22}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 4,14 \approx 5 \text{ buah}$$

$$A_{s,terpasang} = 5 \times 0,25 \times \pi \times D^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak spasi tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{450 - 2(40) - 2(10) - (5 \times 22)}{5 - 1}$$

$s = 60 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, maka dipasang satu baris

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1899,7 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 52,15 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1899,7 \times 420 \times \left(589 - \frac{52,15}{2} \right)$$

$$M_n = 44914,4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 44914,4 = 40422,94 \text{ kg.m} > M_u \quad (\text{OK})$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 5D22

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52,15}{0,764} = 62,37 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (589 - 62,36)}{62,36}$$

$$\varepsilon_s = 0,025 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

8.4.2 Perencanaan Tulangan Geser

Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka-muka joint sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.1. Momen M_{pr}

dengan tanda berlawanan dianggap bekerja bersama-sama pada muka kolom dan komponen struktur tersebut dibebani penuh dengan beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri. Perhitungan M_{pr} balok dilakukan dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai $1,25f_y$.

1. Momen ujung positif tumpuan kiri dan kanan

$$a_{pr1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 1519,76 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 52,15 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = A_s \times 1,25 f_y \times \left(d - \frac{a_{pr1}}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 1519,76 \times 1,25 \times 420 \times \left(589 - \frac{52,15}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 449,15 \text{ kN.m}$$

2. Momen ujung negatif tumpuan kiri dan kanan

$$a_{pr2} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1,25 \times 2659,68 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 91,26 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = A_s \times 1,25 f_y \times \left(d - \frac{a_{pr2}}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 2659,68 \times 1,25 \times 420 \times \left(589 - \frac{91,26}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 758,7 \text{ kN.m}$$

3. Menghitung gaya geser akibat M_{pr}

Dari ETABS 2016 diperoleh gaya geser maksimum akibat beban gravitasi $V_g = 17585 \text{ kg} = 210,19 \text{ kN}$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{\text{sway_ki}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$$

$$V_{\text{sway_ki}} = \frac{449,14 + 758,69}{10}$$

$$V_{\text{sway_ki}} = 120,784 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kiri balok} &= V_{\text{sway_ki}} + V_g \\ &= 120,78 + 210,19 \\ &= 330,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kanan balok} &= V_{\text{sway_ki}} - V_g \\ &= 120,78 - 210,19 \\ &= -89,413 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Struktur bergoyang ke kanan

$$V_{\text{sway_kq}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$$

$$V_{\text{sway_ka}} = \frac{449,14 + 758,69}{10}$$

$$V_{\text{sway_ka}} = 120,784 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kiri balok} &= V_{\text{sway_ka}} - V_g \\ &= 120,78 - 210,19 \\ &= -89,413 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi di ujung kanan balok} &= V_{\text{sway_ka}} + V_g \\ &= 120,78 + 210,19 \\ &= 330,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sedangkan V_u akibat gempa hasil analisa ETABS 2016 didapat 210190 N pada daerah sendi plastis (tumpuan) dan 178320 N di daerah luar sendi plastis (lapangan). Dikarenakan hasil gaya geser dari analisa program ETABS 2016 lebih kecil dari analisa geser rencana, maka digunakan hasil dari analisa geser rencana.

4. Perhitungan tulangan transversal penahan geser

- Cek persyaratan tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2)

- a. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
- b. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:
 - i) $d/4 = 589/4 = 147 \text{ mm}$
 - ii) 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil, $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
 - iii) 150 mm

- Cek persyaratan tulangan transversal di luar daerah sendi plastis (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4)

$$d/2 = 589/2 = 294,5 \text{ mm}$$

- Hitung tulangan geser di daerah sendi plastis (daerah sepanjang $2h$ dari muka kolom)

$$2h = 2(650) = 1300 \text{ mm}$$

$$V_g = 210190 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul gaya geser dengan mengangap $V_c = 0$ apabila:

- a. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$V_{sway} > 0,5 V_e$$

$$120784 \text{ N} > 0,5(330981,8) \text{ (Not OK)}$$

Sehingga V_c harus dihitung

- b. Gaya aksial tekan $< 0,2 A_g f_c'$

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 450 \times 589 = 213731 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 213731 = 106865,62 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_e > \phi V_c$ maka memerlukan tulangan geser

Coba tulangan sengkang Ø10-130 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varphi^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = 0,75 \times \frac{157 \times 380 \times 589}{130} = 202729,3 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013
Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$213731 + 202729,3 \geq 330981,81$$

$$416461 \text{ N} > 330981,81 \text{ N}$$

Jadi dipakai tulangan geser Ø10-130

Kontrol kuat geser maksimum tidak boleh lebih besar
dari syarat SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.9

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \sqrt{40} \times 450 \times 589 = 1117548,9 \text{ N}$$

$$V_s < V_{s \max} \quad (\text{OK})$$

- Hitung tulangan geser di luar sendi plastis

Jarak pemasangan sengkang di luar sendi plastis berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4 yaitu tulangan geser yang dipasang sepanjang l_o tidak boleh kurang dari:

- a. Tinggi komponen struktur (h) = 650 mm
- b. 1/6 bentang bersih struktur = $1/6 \times 10000 = 1667$ mm
- c. 450 mm

Diambil jarak terluar sendi plastis adalah 1300 mm. Dari hasil analisa program ETABS 2016 didapat nilai V_u adalah 178320 N

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 450 \times 589 = 213731 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 213731 = 106865,62 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$\phi V_c > V_u > 0,5 \phi V_c$ maka memerlukan tulangan geser minimum

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4 tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 589/2 = 294,5 \text{ mm}$$

Coba tulangan sengkang Ø10-300 mm

$$A_v = \frac{75 \times \sqrt{f_c'} \times b \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{40} \times 450 \times 300}{1200 \times 380} = 157 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = 0,75 \times \frac{157 \times 380 \times 589}{300} = 87849,4 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$213731 + 87849,4 \geq 178320$$

$$301580,58 \text{ N} > 178320 \text{ N}$$

Jadi dipakai tulangan geser Ø10-300

8.4.3 Perencanaan Tulangan Torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 yaitu pengaruh punter dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Berdasarkan analisis ETABS 2016 didapatkan

$$T_u = 2795,84 \text{ kg.m} = 27958400 \text{ N.mm}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b+h) = 2(450+650) = 2200 \text{ mm}$$

$$27958400 \leq \frac{0,75\sqrt{40}}{12} \times \left(\frac{292500^2}{2200} \right)$$

$$27958400 \leq 61489231 \rightarrow \text{tidak memerlukan tulangan torsi}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, balok BI 45/65 tidak memerlukan tulangan torsi. Apabila diperlukan, berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5 menyebutkan bahwa luas minimum tulangan torsi harus disediakan pada semua daerah di mana T_u melebihi torsi terkecil yang terdeteksi.

8.4.4 Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Perhitungan panjang penyaluran dihitung berdasarkan SNI 2847:2014 Pasal 12 sebagai berikut.

a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Diketahui diameter tulangan D22

$$l_b = d_b \times \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{1,7\lambda\sqrt{f_c'}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 12.2.4:

$\psi_t = 1,3$ (faktor lokasi penulangan; tulangan horizontal yang ditempatkan sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah panjang penyaluran)

$\psi_t = 1,0$; tulangan tanpa pelapis

$\lambda = 1,0$; beton normal

$$l_b = 22 \times \frac{420 \times 1,3 \times 1,0}{1,7 \times 1,0 \sqrt{40}} > 300 \text{ mm}$$

$$l_b = 1117,21 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 1200 mm.

- b. Panjang penyaluran tulangan tekan

$$l_{dc} = d_b \times \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 22 \times \frac{0,24 \times 420}{1,0 \sqrt{40}} > 200 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 350,63 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

l_{dc} tidak boleh kurang dari $l_{dc} > 0,043 \times d_b \times f_y = 0,043 \times 22 \times 420 = 397,32 \text{ mm}$.

Jadi, dipakai panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 400 mm.

- c. Panjang penyaluran berkait dalam kondisi tarik

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = d_b \times \frac{0,24 \times f_y \times \psi_e}{\lambda \sqrt{f_c'}} = 22 \times \frac{0,24 \times 420 \times 1}{1,0 \sqrt{40}} = 350,63 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai panjang penyaluran tulangan terkait sebesar 350 mm dengan perpanjangan kait $12d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$

8.4.5 Kontrol Retak Balok

SNI 2847:2013 Pasal 10.6.4 menyatakan bahwa spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s , tidak boleh melebihi yang diberikan oleh

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c$$

di mana

C_c = jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

= decking + Ø sengkang

$$= 40 + 10$$

$$= 50 \text{ mm}$$

$$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 420 = 280 \text{ MPa}$$

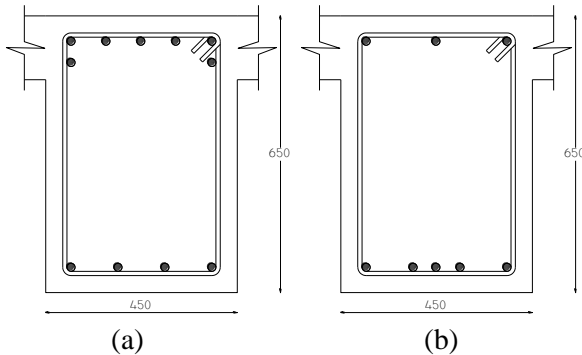
$$s = 380 \left(\frac{280}{280} \right) - 2,5 \times 50$$

$$s = 255 \text{ mm}$$

$$s \text{ tidak boleh melebihi, } s_{\max} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_{\max} = 380 \left(\frac{280}{280} \right) = 380 \text{ mm}$$

s pakai adalah 142 mm < 255 mm (OK)



Gambar 8.6 (a) Tulangan Tumpuan, (b) Tulangan Lapangan BI
45/65

8.5 Perencanaan Kolom

8.5.1 Data Perencanaan

Dimensi : 1000×1000 mm

Tinggi kolom : 3,5 m

Tebal decking, d' : 50 mm

Diameter tulangan : D25

Diameter sengkang : D13

Mutu tulangan : 420 MPa

Mutu beton : 40 MPa
 Aksial : 7446078 N
 Momen : 370,65 kN.m

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1, komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial terfaktor P_u akibat sembarang kombinasi beban yang melebihi $A_g f_c' / 10$ harus memenuhi persyaratan yang dinyatakan pada pasal 21.6.1.1 dan 21.6.1.2.

$$\frac{A_g \times f_c'}{10} = \frac{10^6 \times 40}{10} = 4 \times 10^6 \text{ N}$$

7446078 N > 4000000 N (OK)

Pasal 21.6.1.1, Ukuran penampang terkecil lebih besar dari 300 mm.

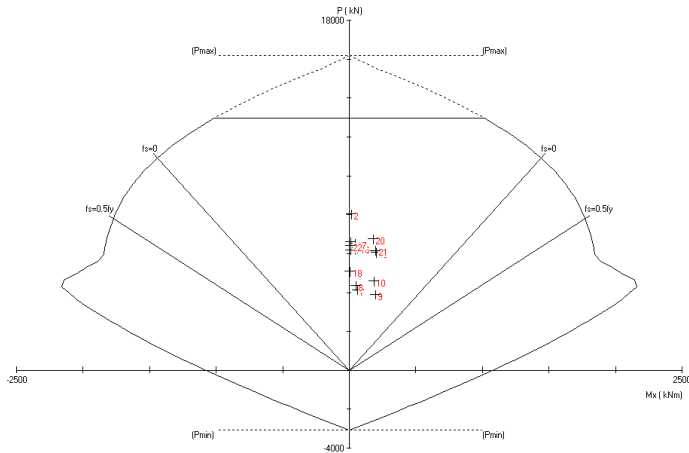
1000 mm > 300 mm (OK)

Pasal 21.6.1.2, Ratio $b/h > 0,4$

$b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4$ (OK)

8.5.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Perencanaan tulangan longitudinal kolom akan digubakan program bantu spColumn v4.81 di mana nantinya akan dimasukkan gaya dalam berfaktor dan akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Hasil perencanaan dari spColumn 4.81 dapat dilihat pada gambar



Gambar 8.7 Diagram Interaksi Aksial vs. Momen Kolom

Berdasarkan hasil analisa program spColumn 4.81 didapatkan untuk kolom lantai basement menggunakan tulangan longitudinal 20D25.

8.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 menyatakan bahwa rasio luas tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0,01 (1%) luas penampang kolom dan tidak oleh lebih dari 0,06 (6%) luas penampang kolom. Berdasarkan diagram interaksi yang didapat dari program spColumn 4.81 diperoleh rasio luas tulangan longitudinal 20D25 adalah 1,02%, sehingga persyaratan Pasal 21.6.3.1 terpenuhi.

8.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 menyatakan kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_{n\max} = 0,8\phi[0,85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

di mana:

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1,02\% \times 10^6 = 10193,5 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_{n\max} = 0,8 \times 0,65 [0,85 \times 40(10^6 - 10193,5) + 420 \times 10193,5]$$

$$\phi P_{n\max} = 19726039,32 \text{ N} > P_u = 7446078 \text{ N}$$

8.5.5 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

Di mana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. M_{nc} dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. $\sum M_{nc}$ didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom sebesar 2296,26 kN.m.

Nilai M_g dicari dari jumlah M_g^+ dan M_g^- balok yang menyatu dengan kolom 1000x1000, yang dapat dihitung dengan rumus $M_g = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 0,8$, di mana nilai

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

Balok yang menyatu dengan kolom 1000x1000 dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 7D22 ($A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$) dan tulangan tekannya 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$).

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2659,58 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 73 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 2659,58 \times 420 \times \left(589 - \frac{73}{2} \right) \times 0,8 = 493,72 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 41,7 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 1519,76 \times 420 \times \left(589 - \frac{41,7}{2} \right) = 290,11 \text{ kN.m}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 (M_g^+ + M_g^-) = 1,2 (493,72 + 290,1) = 940,584 \text{ kN.m}$$

Sehingga persyaratan untuk strong column weak beam :

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

$$2296,26 \text{ kN.m} > 940,584 \text{ kN.m}$$

8.5.6 Perencanaan Tulangan Pengekang Kolom

Luas total penampang sengkang tertutup persegi sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan:

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f_c'}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{s \times h_c \times f_c'}{f_{yh}} \right)$$

s adalah spasi tulangan transversal pada arah longitudinal dan s harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3, nilai s diambil nilai terkecil dari:

$$\frac{1}{4} \times b \text{ kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$$

$$6 \times D = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Diambil s = 100 mm

$$h_c = 1000 - (d' \times 2) - D_{sengkang} = 1000 - (50 \times 2) - 13 = 887 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1000 - (d' \times 2))^2 = (1000 - (50 \times 2))^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{100 \times 887 \times 40}{420} \right) \times \left(\frac{10^6}{8,1 \times 10^5} - 1 \right) = 594,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{100 \times 887 \times 40}{420} \right) = 760,28 \text{ mm}^2$$

Digunakan A_{sh} terbesar = 760,28 mm² sehingga jumlah kebutuhan tulangan geser kolom:

$$n = \frac{A_{sh}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{760,28}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 5,7 \approx 6 \text{ kaki}$$

Pengekangan dipasang sepanjang l_o dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang di mana pelelehan lentur terjadi. Panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari (a), (b), dan (c):

(a) Tinggi komponen struktur pada muka joint = 1000 mm

(b) $1/6 l_n = 1/6 \times 3500 = 583,33$ mm

(c) 450 mm

Sehingga dipasang tulangan pengegang pada tumpuan 6D13-100 sepanjang 1000 mm.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum:

(a) $6D = 6 \times 25 = 150$ mm

(b) 150 mm

Maka dipakai $s = 150$ mm

Sehingga digunakan spasi 6D13-150 untuk daerah luar l_o .

8.5.7 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi Kolom

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 yaitu komponen non pratekan yang diberi gaya tarik atau tekan aksial, pengaruh punter dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \sqrt{f_c'}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Berdasarkan dari analisis struktur dengan ETABS 2016 didapatkan

$T_u = 2263,41 \text{ kg.m} = 22634100 \text{ N.mm}$

$N_u = 7446078 \text{ N}$

Kontrol kebutuhan tulangan torsi:

$A_{cp} = b \times h = 1000 \times 1000 = 10^6 \text{ mm}^2$

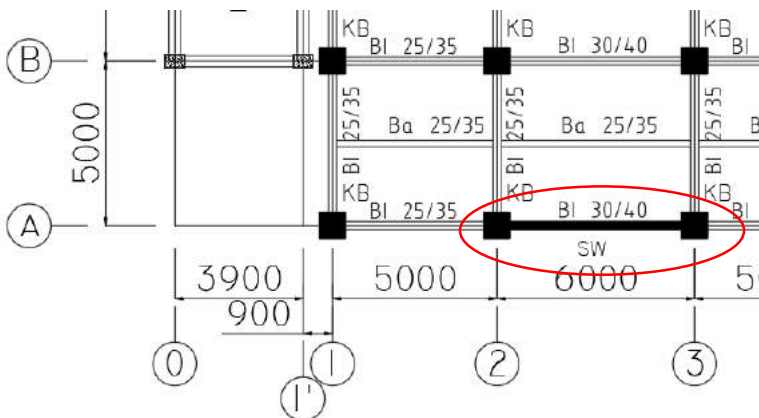
$P_{cp} = 2 \times (b+h) = 2 \times (1000+1000) = 4000 \text{ mm}$

$$22634100 \leq \frac{0,75 \sqrt{40}}{12} \times \left(\frac{(10^6)^2}{4000} \right) \times \sqrt{1 + \frac{6446078}{0,33 \times 10^6 \sqrt{40}}}$$

$22634100 \text{ N.mm} \leq 129732980 \text{ N.mm}$

Berdasarkan perhitungan di atas, kolom basement (KB) tidak memerlukan tulangan torsi.

8.6 Perencanaan *Shear Wall*



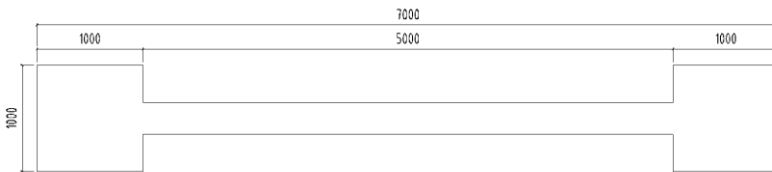
Gambar 8.8 Lokasi Dinding Geser yang Direncanakan

Gedung Apartemen Puncak CBD memiliki 2 jenis *shear wall* dengan tebal 30 cm untuk arah X dan 40 cm untuk arah Y.

Shear wall yang direncanakan terletak di *basement* sedalam 3,5. Berikut ini merupakan contoh perhitungan dalam merencanakan *shear wall*.

Data perencanaan:

Mutu beton (f_c')	: 40 MPa
Mutu baja	: 420 MPa
Tebal dinding geser	: 30 cm
Tinggi dinding geser	: 3,5 m
Tebal selimut beton	: 50 mm
Tulangan longitudinal	: D16
Tulangan Transversal	: D13



Gambar 8.9 Tampak Atas *Shear Wall 1*

8.6.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.5.2, kapasitas beban aksial shear wall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga:

$$\phi P_n = 0,55 \phi f_c' A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Di mana nilai $k = 0,8$ (untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, maka diperoleh:

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times 40 \times 2840000 \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 3500}{32 \times 300} \right)^2 \right] = 42873,6 \text{ kN}$$

$$P_{PI} = 7422 \text{ kN} < \phi P_n = 42873,6 \text{ kN}$$

8.6.2 Kontrol Ketebalan terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi $0,83A_{cw}\sqrt{f_c'}$

Di mana:

A_{cw} = Luas penampang dinding yang ditinjau

$$V_u < 0,83A_{cw}\sqrt{f_c'}$$

$$3856 \text{ kN} < 0,83 \times 2840000 \times 0,8\sqrt{40}$$

$$3856 \text{ kN} < 11926,6 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

8.6.3 Kebutuhan Jumlah Lapis Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 bila V_u melebihi $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f_c'}$ harus menggunakan 2 tirai tulangan.

$$A_{cv} = l_w \times t = 7200 \times 300 = 2040000 \text{ mm}^2$$

$$V_u \geq 0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f_c'}$$

$$3856 \text{ kN} \geq 0,17 \times 1 \times 2840000 \sqrt{40}$$

$$3856 \text{ kN} \geq 3053,35 \text{ kN} \quad (\text{perlu 2 tirai tulangan})$$

8.6.4 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, untuk menentukan kuat geser beton (V_c) diambil yang lebih kecil di antara persamaan berikut:

$$d = 0,8l_w = 0,8 \times 7000 = 5600 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,27 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4l_w}$$

$$V_{c1} = 0,27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 300 \times 5760 + \frac{7422000 \times 5600}{4 \times 5600}$$

$$V_{c1} = 4271,25 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \left(0,05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) \times h \times d$$

$$\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2} = \frac{14105,83}{3845,836} - \frac{7}{2} = 267,8 \text{ mm}$$

$$V_{c2} = \left(0,05 \times 1 \times \sqrt{40} + \frac{7200 \left(0,1\sqrt{40} + 0,2 \frac{7422000}{7000 \times 300} \right)}{267,8} \right) \times 200 \times 5760$$

$$V_{c2} = 781,49 \text{ kN}$$

Sehingga kuat geser yang disumbangkan beton sebesar $V_{c2} = 781,49 \text{ kN}$.

8.6.5 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut:

- $\frac{l_w}{5} = \frac{7000}{5} = 1400 \text{ mm}$
- $3 \times h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- 450 mm

a. Menghitung tulangan transversal untuk menahan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{3856}{0,75} - 781,49 = 4346,29 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 dengan $s = 100 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 2 \times \frac{1}{4} \pi D^2 = 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} \times f_y \times d}{s} = \frac{265,33 \times 420 \times 5440}{100} = 6065,335 \text{ kN}$$

Kontrol rasio tulangan minimum:

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{265,33}{300 \times 100} = 0,0088 > 0,0025 \quad (\text{OK})$$

b. Menghitung tulangan longitudinal untuk menahan geser

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{3500}{6800} \right) (0,0088 - 0,0025)$$

$$\rho_n = 0,01207$$

$$A_v = \rho_n \times h \times s_1 = 0,01207 \times 300 \times 250 = 905,23 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Digunakan tulangan longitudinal menggunakan D16-200 ($A_{v1} = 1005,31 \text{ mm}^2$)

8.6.6 Batas Kuat Geser Shear Wall

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.1 $\alpha_c = 0,25$ jika

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5 \text{ dan } \alpha_c \text{ adalah } 0,17 \text{ jika } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3500}{7200} = 0,48 < 2 \text{ maka } \alpha_c = 0,25$$

$$\phi V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$$

$$\phi V_n = 0,55 \times 2840000 (0,25 \sqrt{40} + 0,0088 \times 420)$$

$$\phi V_n = 8274,92 \text{ kN} > 3856 \text{ kN}$$

8.6.7 Kontrol Komponen Batas Khusus

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*) di mana elemen pembatas diperlukan apabila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}, \text{ dan } \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \text{ tidak boleh diambil kurang dari } 0,007.$$

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah. Berdasarkan analisa dengan menggunakan ETABS 2016 didapatkan nilai δ_u sebesar 0,674 mm sehingga,

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{0,674}{3500} = 1,926 \times 10^{-4} < 0,007; \text{ maka digunakan } 0,007$$

$$\frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{6800}{600 \times 0,007} = 1619 \text{ mm}$$

Nilai c dari analisa ETABS 2016 adalah 1619 mm sehingga memerlukan elemen batas khusus sepanjang 381,2 mm di kiri dan kanan dinding. Bentuk dari dinding geser yang direncanakan adalah *with wall end zone* di mana kolom-kolom yang mengapit dinding geser berdimensi 1000x1000 sehingga kolom tersebut memenuhi untuk dijadikan sebagai elemen batas khusus.

8.6.8 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus

Data penulangan transversal pada kolom komponen batas khusus:

Diameter tulangan, D	: D13
Luas tulangan	: $\frac{1}{4}\pi D^2 = 132,66 \text{ mm}^2$
Jarak spasi tulangan, s	: 100 mm
Mutu tulangan, f_y	: 420 MPa
Mutu beton, f_c'	: 40 MPa
Tebal <i>decking</i>	: 50 mm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4, luas penampang total tulangan sengkang tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \right)$$

h_c = dimensi penampang inti dari sumbu ke sumbu

$$h_c = 1000 - (2 \times 50) - (2 \times \frac{13}{2}) = 887 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \right) = 0,09 \times \left(100 \times 887 \times \frac{40}{420} \right)$$

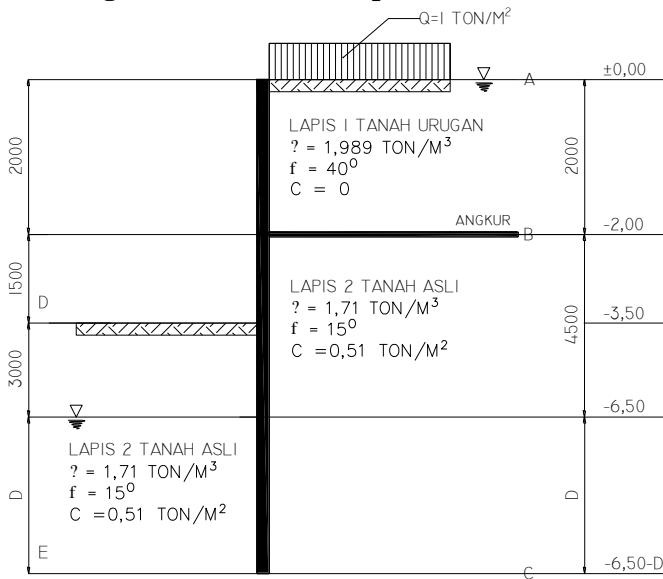
$$A_{sh} = 760,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang untuk boundary element 6D13 – 100 dengan $A_s = 795,99 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 760,3 \text{ mm}^2$

8.7 Perencanaan *Retaining Wall*

Dinding penahan tanah pada proyek Apartemen Puncak CBD direncanakan menggunakan sheet pile produksi NIPPON STEEL & SUMIMOTO METALS. Perencanaan retaining wall kali ini meliputi perencanaan kedalaman turap dan penentuan profil yang akan digunakan.

8.7.1 Perhitungan Kedalaman Turap



Gambar 8.10 Sketsa Turap

1. Data Tanah

Tanah asli sedalam 2 meter diganti dengan tanah urugan agar tanah lebih stabil. Data tanah pada proyek ini disajikan dalam Tabel 8.

Tabel 8.3 Rekapitulasi Data Tanah

Depth (m)	γ (ton/m ³)	c (ton/m ²)	ϕ (°)	Jenis Tanah	Ket.
0-2	1,989	0	40	<i>Sand</i>	Urugan
2-10	1,71	0,51	15	<i>Silty Clay</i>	Asli
10-12	1,79	0,4	15	<i>Peaty clay</i>	Asli

Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right); K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Tabel 8.4 Perhitungan K_a dan K_p

Depth (m)	γ (ton/m ³)	c (ton/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
0-2	1,989	0	40	0,217	4,599
2-10	1,71	0,76	15	0,589	1,698
10-12	1,79	0,6	15	0,589	1,698

Perhitungan tegangan vertikal tanah menggunakan rumus $\sigma_v = \gamma' h$ sedangkan tegangan horizontal dihitung berdasarkan rumus $\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$. Tegangan vertikal dan horizontal disajikan dalam Tabel 8.

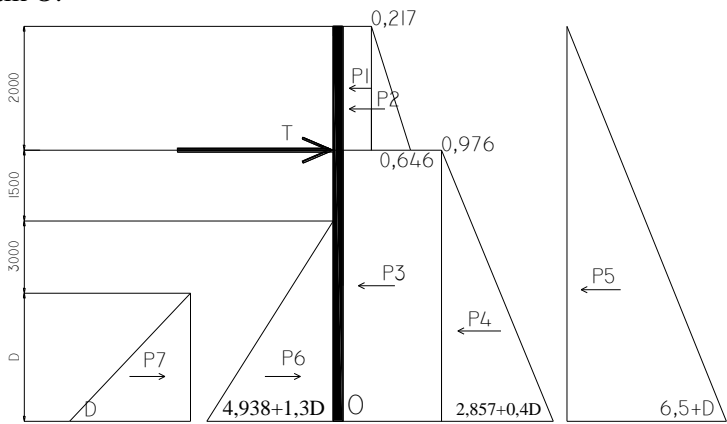
Tabel 8.5 Tegangan Vertikal dan Horizontal Tanah

Lapis	Titik	γ (ton/m ³)	c (ton/m ²)	K_a	σ_v (ton/m ²)	σ_h (ton/m ²)
Tanah Aktif						
1	a	1,989	0	0,217	1	0,217
	b	1,71	0,76	0,589	2,978	0,646
2	b	1,71	0,76	0,589	2,978	0,976
	c	1,71	0,6	0,589	6,173+0,7D	2,857+0,4D

Tabel 8.6 Tegangan Vertikal dan Horizontal Tanah Pasif

Tanah Pasif						
Lapis	Titik	γ (ton/m ³)	c (ton/m ²)	K _a	σ_v (ton/m ²)	σ_h (ton/m ²)
2	d	1,71	0,6	1,698	0	0
	e	1,71	0,6	1,698	0,7D	4,938+1,3D

Setelah didapatkan tegangan horizontal tanah, langkah selanjutnya adalah menghitung gaya terpusat dan lengan momen ditinjau dari titik O.



Gambar 8.11 Diagram Tegangan Horizontal Turap

Tabel 8.7 Momen pada Turap

Nama	Gaya (ton)	Lengan Momen (m)	Momen (ton.m)
P1	0,434	D+5,5	0,434D+2,387
P2	0,429	D+0,667	0,429D+0,286
P3	4,39+0,976D	0,5D+2,25	0,488D ² +4,391D+9,881
P4	0,21D ² +2,369D+6,43	0,3D+1,5	0,07D ³ +1,13D ² +5,696D+9,643
P5	0,5D ² +5,5D+15,13	0,3D+1,833	0,167D ³ +2,75D ² +15,1D+27,73
P6	0,635D ² +0,66D+7,41	0,33D+1	0,212D ³ +2,093D ² +6,844D+7,4
P7	0,5D ²	0,33D	0,165D ³
T	-0,43D ² +4,47D+19,4	4,5+D	-0,426D ³ +2,33D ² +39D+87

Langkah selanjutnya adalah melakukan analisa kesetimbangan gaya untuk mendapatkan persamaan momen sebagai berikut.

$$\Sigma M_{\text{aktif}} = \Sigma M_{\text{pasif}}$$

$$P1+P2+P3+P4+P5=P6+P7+T$$

$$0,286D^3-0,305D^2-20,285D-44,785 = 0$$

Setelah mendapatkan persamaan momen didapatkan nilai D sebesar 9,86 meter. Sehingga kedalaman turap yang diperlukan sebesar $(9,86+6,5) \times 1,1 = 18$ meter.

8.7.2 Kontrol *Heaving*

Kedalaman dinding penahan tanah harus cukup untuk mengatasi gejala *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan dinding dan lubang galian tanah dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis (i) dengan gradien hidro kritis (i_w).

$$i \times SF < i_w$$

$$\frac{\Delta_h}{D_c} \times 1,2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Di mana,

Δ_h = selisih antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah (m) = 6,5 m

$$\gamma' = 0,71 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$$

sehingga,

$$\frac{3,5}{D_c} \times 1,2 < \frac{0,71}{1}$$

$$D_c > \frac{6,5 \times 1,2}{0,71}$$

$$D_c > 10,98 \text{ m}$$

Kedalaman turap 18 meter cukup untuk menahan rembesan (*heaving*) yang terjadi.

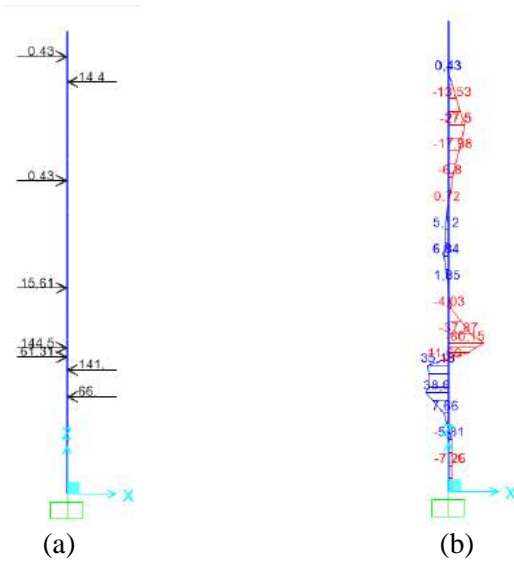
8.7.3 Penentuan Profil Turap

Turap yang digunakan dalam proyek ini merupakan steel sheet pile produksi NIPPON STEEL & SUMIMOTO METALS. Profil turap ditentukan berdasarkan momen maksimum yang terjadi pada turap dengan membandingkannya dengan momen leleh turap. Perhitungan momen maksimum pada turap menggunakan program bantu SAP2000 agar mendapatkan hasil yang akurat.

Gaya-gaya yang terjadi pada turap didapatkan dari perhitungan sebelumnya dengan menyubtitusi variable D dengan 11 meter. Kemudian, gaya-gaya ini dimasukkan ke dalam model turap pada SAP2000. Perletakan pada turap dimodelkan sebagai jepit dan tahanan dari tanah dimodelkan sebagai spring setiap 1 meter turap dengan nilai kekakuan 25000 kN/m^3 untuk tanah urugan dan 12000 kN/m^3 untuk tanah asli (lempung) sesuai dengan kolerasi dari Bowles yang tertuang pada Tabel 8.

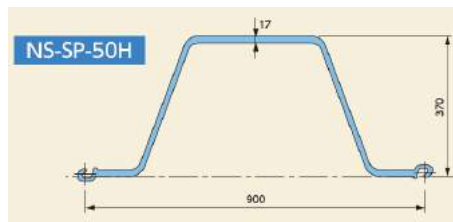
Tabel 8.8 *Modulus of Subgrade Reaction*

<i>Soil</i>	$K_s \text{ (kN/m}^3\text{)}$
<i>Loose sand</i>	4800 – 16000
<i>Medium dense sand</i>	9600 – 80000
<i>Dense sand</i>	64000 – 128000
<i>Clayey medium dense sand</i>	32000 – 128000
<i>Silty medium dense sand</i>	24000 – 48000
<i>Clayey soil</i> $q_u \leq 200 \text{ kPa}$	12000 – 24000
<i>Clayey soil</i> $200 \text{ kPa} \leq q_u \leq 400 \text{ kPa}$	24000 – 48000
<i>Clayey soil</i> $q_u \geq 800 \text{ kPa}$	>48000



Gambar 8. 12 (a) Gaya pada turap (ton); (b) Momen pada turap (ton.m)

Berdasarkan hasil analisa dari SAP2000, momen maksimum pada turap adalah 60,15 ton.m/m sehingga digunakan turap tipe NS-SP-50 H



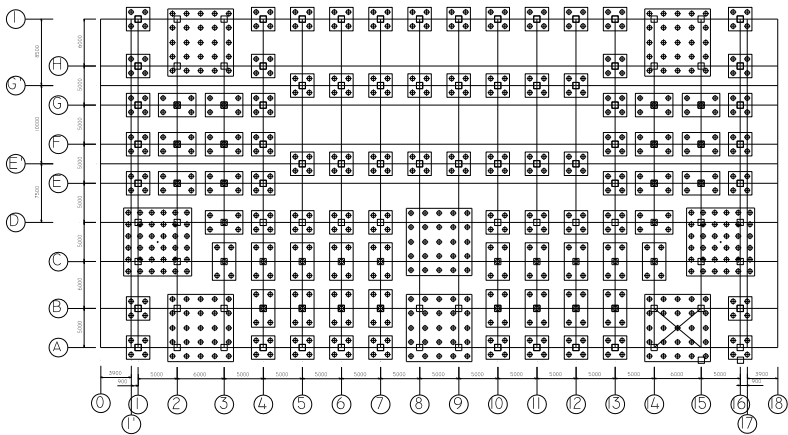
Gambar 8.13 Dimensi Profil Turap Baja NS-SP-50 H

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Pondasi merupakan suatu konstruksi pada bagian bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang produk PT WIKA Beton. Pembahasan pada bab ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang dan perencanaan *poer* serta perencanaan *tie beam*. Denah perencanaan pondasi disajikan pada Gambar 9.1.



Gambar 9.1 Denah Perencanaan Pondasi

9.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Apartemen Puncak CBD berlokasi di kota Bandar Lampung. Data tanah didapatkan dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi apartemen tersebut berupa data N-SPT dan uji sample

tanah di laboratorium. Hasil penyelidikan tanah disajikan pada lampiran.

9.3 Kombinasi Beban untuk Pondasi

Kombinasi beban yang bekerja pada pondasi diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 4.2.3 menurut metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban di bawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D+0,75E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan. Output dari *Joint reaction* ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari *Joint reaction* pada pondasi yang disajikan dalam Tabel 9.1 hingga Tabel 9.6.

Tabel 9.1 *Joint reaction* pada PC 4

Kombinasi	P (ton)	M_y (ton.m)	M_x (ton.m)	H_y (ton)	H_x (ton)
D+L	582,22	2,01	-0,91	0,71	1,87
D+0,75L+0,525EY	553,81	3,32	12,16	1,91	2,01
D+0,75L+0,525EX	557,55	6,54	2,91	1,05	2,75
D+0,75L	551,99	1,80	-0,79	0,60	1,67
D+0,75EY	456,29	2,19	17,53	4,60	0,43
D+0,75EX	417,04	7,92	4,53	1,25	2,60
D	311,08	0,80	-0,44	0,37	0,74
0,6D+0,7EY	300,08	2,72	17,12	1,78	1,11
0,6D+0,7EX	305,07	7,02	4,80	0,64	2,08

Tabel 9.2 *Joint reaction* pada PC 4A

Kombinasi	P (ton)	M _y (ton.m)	M _x (ton.m)	H _y (ton)	H _x (ton)
D+L	196,27	-0,01	2,78	-2,71	-0,01
D+0,75L+0,525EY	177,96	1,84	17,49	1,15	0,31
D+0,75L+0,525EX	183,12	5,44	6,59	-1,29	0,65
D+0,75L	176,76	-0,01	2,53	-2,48	-0,01
D+0,75EY	120,90	2,54	23,36	3,22	0,36
D+0,75EX	128,28	7,68	7,80	-0,25	0,84
D	104,30	-0,01	1,46	-1,39	-0,01
0,6D+0,7EY	73,67	2,33	21,23	3,55	0,29
0,6D+0,7EX	80,55	7,12	6,70	0,30	0,75

Tabel 9.3 *Joint reaction* pada PC 5

Kombinasi	P (ton)	M _y (ton.m)	M _x (ton.m)	H _y (ton)	H _x (ton)
D+L	645,74	1,33	1,84	-1,84	1,23
D+0,75L+0,525EY	621,50	2,61	14,59	-0,30	1,38
D+0,75L+0,525EX	619,39	5,84	5,33	-1,18	2,13
D+0,75L	612,50	1,10	1,62	-1,63	1,02
D+0,75EY	496,70	2,83	19,29	1,34	1,07
D+0,75EX	479,63	7,50	6,01	0,02	2,09
D	353,32	0,44	0,51	-0,51	0,41
0,6D+0,7EY	350,64	1,95	17,77	1,24	0,42
0,6D+0,7EX	347,81	6,25	5,42	0,06	1,43

Tabel 9.4 *Joint reaction* pada PC 6

Kombinasi	P (ton)	M _y (ton.m)	M _x (ton.m)	H _y (ton)	H _x (ton)
D+L	594,90	0,31	1,88	-1,88	0,29
D+0,75L+0,525EY	571,72	1,31	14,65	-0,35	0,18
D+0,75L+0,525EX	570,00	4,77	2,65	1,31	1,14
D+0,75L	567,77	0,01	-1,07	0,86	0,01
D+0,75EY	459,85	2,17	19,13	1,47	0,49
D+0,75EX	464,96	6,86	5,83	-0,06	1,61
D	342,78	0,01	0,41	-0,42	0,01
0,6D+0,7EY	318,19	2,43	17,92	1,12	0,88
0,6D+0,7EX	311,67	6,70	5,54	-0,08	1,91

Tabel 9.5 *Joint reaction* pada PC 25

Kombinasi	P (ton)	M _y (ton.m)	M _x (ton.m)	H _y (ton)	H _x (ton)
D+L	2293,99	-1,43	11,55	-9,20	0,92
D+0,75L+0,525EY	2354,09	7,97	173,87	33,69	11,70
D+0,75L+0,525EX	2519,72	33,51	367,70	112,95	44,18
D+0,75L	2192,64	10,38	4,43	-3,73	8,98
D+0,75EY	2033,22	18,60	240,72	55,83	16,46
D+0,75EX	2284,98	48,55	525,30	161,25	61,93
D	1549,36	0,34	-1,48	1,68	14,99
0,6D+0,7EY	1383,15	50,56	192,66	53,03	18,58
0,6D+0,7EX	1591,11	55,32	488,29	151,84	64,17

Tabel 9.6 *Joint reaction* pada PC 36

Kombinasi	P (ton)	M _y (ton.m)	M _x (ton.m)	H _y (ton)	H _x (ton)
D+L	2342,79	-1,67	13,20	0,96	1,98
D+0,75L+0,525EY	2712,73	4,34	417,23	246,42	3,46
D+0,75L+0,525EX	2595,06	62,03	120,42	50,19	89,04
D+0,75L	2456,40	42,93	7,63	-1,04	84,58
D+0,75EY	2510,85	7,94	586,95	352,73	4,92
D+0,75EX	2185,64	70,65	165,67	73,73	91,64
D	1266,44	-0,31	4,68	1,03	-0,86
0,6D+0,7EY	1840,54	7,46	546,16	328,58	4,98
0,6D+0,7EX	1502,85	67,62	154,44	68,65	91,41

9.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

Tiang pancang yang akan digunakan merupakan tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* produksi PT WIKA Beton dengan spesifikasi sebagai berikut.

- *Outside diameter* (D) = 60 mm
- *Wall thickness* = 100 mm
- *Class* = C
- *Concrete cross section* = 1570,8 cm²
- *Bending moment crack* = 29 ton.m
- *Bending momen ultimate* = 58 ton.m
- *Allowable axial load* = 229 ton
- *Concrete Strength* = 50 MPa

9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Hasil tes tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu. Metode perhitungan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah

yang sebenarnya menggunakan formula dari Mayeerhof dan Bazaraa.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT dengan kedalaman hingga 60 meter. Namun, daya dukung tanah yang dihitung sampai pada kedalaman 40 meter saja. Berikut ini adalah contoh perhitungan daya dukung tiang pancang diameter 60 cm pada kedalaman 32 meter dengan N blows sebesar 30 blow/ft.

1. Data perencanaan dan data tanah pada kedalaman 32 meter

$Depth\ increment, i = 0,5\ m$

$N\ blows = 30\ blow/ft$

Jenis tanah = lempung

$\gamma_{sat} = 1,728\ ton/m^3$

$\gamma' = 0,728\ ton/m^3$

2. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b. $N_1 = 0,6N$

Tanah pada kedalaman 32 meter merupakan tanah lempung, sehingga tidak perlu koreksi terhadap muka air tanah. Jadi, $N_1 = N\ blows = 30$

3. Koreksi terhadap *overburden pressure*

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal

a. $N_2 = 4N_1/(1+0,4\rho_o)$ untuk $\rho_o < 7,5\ ton/m^2$

b. $N_2 = 4N_1/(3,25+0,1\rho_o)$ untuk $\rho_o > 7,5\ ton/m^2$

Di mana ρ_o adalah tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan/kedalaman yang ditinjau.

$$\rho_{o32} = \rho_{o31,5} + \gamma' \times i = 23,444 + 0,728 \times 0,5 = 23,808\ ton/m^2$$

Sehingga, $N_2 = 4 \times 30 / (3,25 + 0,1 \times 23,808) = 21,311$

Harga N_2 harus $< 2N_1 = 2 \times 30 = 60$ sehingga $N_{corr} = N_2 = \mathbf{21,311}$.

4. Tiang pancang dibagi menjadi beberapa segmen yaitu tiap kedalaman 0,5 meter. Kemudian dihitung N_{corr} rata-rata ujung pada kedalaman 32 meter. Diambil nilai N_{corr} sepanjang 4D di

bawah kedalaman 32 meter dan 8D di atas titik yang ditinjau. Sehingga didapatkan N rata-rata ujung sebesar **20,74**.

5. Daya dukung tiang pancang D60 dengan kedalaman 32 meter dapat dihitung dengan rumus:

$$Q_{ult} = 40 \bar{N} \cdot A_{ujung} + \sum_{i=0,5}^n \frac{N_i}{5} \times A_{si}$$

$$Q_{ujung} = 40 \bar{N} \times A_{ujung} = 40 \times 18,2 \times 0,25 \times \pi \times 0,6^2$$

$$Q_{ujung} = 234,61 \text{ ton}$$

Lalu, menghitung daya lekatan per-satuan luas dengan rumus:

$$\text{Untuk tanah lempung, } f_{si} = \frac{N_{corr}}{2} = \frac{21,31}{2} = 10,66 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Untuk tanah pasir, } f_{si} = \frac{N_{corr}}{5}$$

Kemudian menghitung daya lekatan per-meter panjang selimut dengan rumus:

$$R_{si32} = f_{si32} \times \pi \times D \times i = 10,66 \times \pi \times 0,6 \times 0,5 = 10,04 \text{ ton}$$

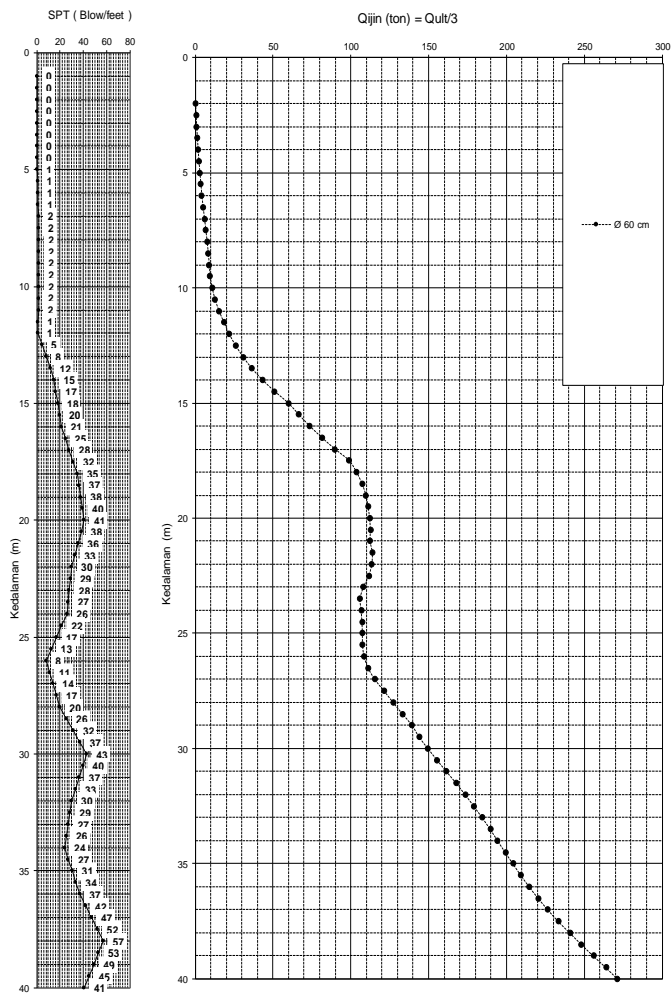
$$\sum R_{si32} = \sum R_{si31,5} + R_{si32} = 275,98 + 10,04 = 286,02 \text{ ton}$$

$$Q_{ult} = 234,61 + 286,02 = 520,63 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult} / SF = 520,63 / 3 = 173,54 \text{ ton}$$

Jadi, Q_{ijin} untuk 1 tiang pancang adalah sebesar 173,54 ton.

Hasil perhitungan daya dukung tiang pancang selengkapnya dapat dilihat pada lampiran dan direncanakan dengan *safety factor* sebesar 3. Daya dukung yang digunakan pada perencanaan pondasi kali ini adalah pada kedalaman 17 meter untuk PC 4B yaitu sebesar 89,93 ton dan 32 meter untuk jenis *pile cap* yang lainnya sebesar 173,65 ton. Daya dukung tiang pancang selengkapnya terhadap kedalaman disajikan pada Gambar 9.2



Gambar 9.2 Grafik Daya Dukung Ijin Aksial Tekan Tiang Tunggal

9.4.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin tanah}} \times \eta$$

Daya dukung ijin yang digunakan diambil yang terkecil dari daya dukung bahan dan daya dukung tanah. Berdasarkan brosur tiang pancang produksi PT WIKA Beton tiang pancang dengan diameter 60 cm kelas C memiliki P_{ijin} sebesar 229 ton, sedangkan pada perhitungan daya dukung tanah P_{ijin} 1 tiang sebesar 173,54 ton pada kedalaman 32 meter sehingga P_{ijin} yang digunakan adalah 173,54 ton.

Pengaturan jarak tiang pancang untuk semua jenis *pile cap* adalah sama untuk semua jenis *pile cap* yaitu, jarak antar tiang pancang diambil $3D=S=1,8$ m dan jarak tepi tiang pancang diambil $1D=0,6$ m. Akibat dari pengaturan jarak tiang pancang ini, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut formula Seiler-Keeney.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S}{(75S^2 - 7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

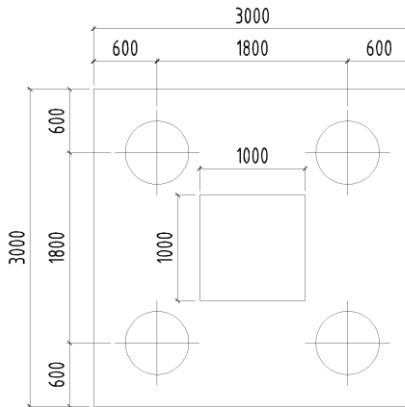
Di mana:

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang yang telah dihitung pada sub-bab 9.3.2. Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan menggunakan tiang pancang kelompok PC 4A dengan kombinasi beban 1D+1L. Untuk kontrol selengkapnya disajikan dalam Tabel 9.7 hingga Tabel 9.12.



Gambar 9.3 Kelompok Tiang PC 4A

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,8}{(75 \times 1,8^2 - 7)} \times \left(\frac{2 + 2 - 2}{2 + 2 - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{2 + 2} = 0,89$$

$$P = 582,22 \text{ ton}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{\text{poer}}) = -0,91 + (0,713 \times 0,8) = -0,34 \text{ ton.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 2,01 + (1,867 \times 0,8) = 3,5 \text{ ton.m}$$

$$X_{\text{max}} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{\text{max}} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{582,22}{4} + \frac{3,5 \times 0,9}{3,24} - \frac{0,34 \times 0,9}{3,24} \leq 173,54 \times 0,89 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} = 146,64 \text{ ton} \leq 154,8 \text{ ton}$$

Tabel 9.7 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 4

n	P/n (ton)	M _y . X _{max} (ton)	Σx ² (m ²)	M _x . Y _{max} (ton)	Σy ² (m ²)	P _{max} (ton)	η	P _{ijin tanah} (ton)	Kontrol
4	145,56	3,16	3,24	-0,31	3,24	146,43	0,89	154,79	OK
4	138,45	4,43	3,24	12,31	3,24	143,62	0,89	154,79	OK
4	139,39	7,86	3,24	3,38	3,24	142,86	0,89	154,79	OK
4	138,00	2,82	3,24	-0,28	3,24	138,78	0,89	154,79	OK
4	114,07	2,28	3,24	19,09	3,24	120,67	0,89	154,79	OK
4	104,26	9,00	3,24	4,98	3,24	108,57	0,89	154,79	OK
4	77,77	1,25	3,24	-0,13	3,24	78,11	0,89	154,79	OK
4	75,02	3,25	3,24	16,69	3,24	81,17	0,89	154,79	OK
4	76,27	7,82	3,24	4,78	3,24	80,16	0,89	154,79	OK

Tabel 9.8 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 4A

n	P/n (ton)	M _y . X _{max} (ton)	Σx ² (m ²)	M _x . Y _{max} (ton)	Σy ² (m ²)	P _{max} (ton)	η	P _{ijin tanah} (ton)	Kontrol
4	49,07	-0,02	3,24	0,55	3,24	49,23	0,89	80,21	OK
4	44,49	1,88	3,24	16,56	3,24	50,18	0,89	80,21	OK
4	45,78	5,36	3,24	5,01	3,24	48,98	0,89	80,21	OK
4	44,19	-0,02	3,24	0,50	3,24	44,34	0,89	80,21	OK
4	30,23	2,55	3,24	23,35	3,24	38,22	0,89	80,21	OK
4	32,07	7,52	3,24	6,84	3,24	36,50	0,89	80,21	OK
4	26,07	-0,01	3,24	0,31	3,24	26,17	0,89	80,21	OK
4	18,42	2,31	3,24	21,66	3,24	25,82	0,89	80,21	OK
4	20,14	6,95	3,24	6,25	3,24	24,21	0,89	80,21	OK

Tabel 9.9 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 5

n	P/n (ton)	M_y, X_{\max} (ton)	Σx^2 (m ²)	M_x, Y_{\max} (ton)	Σy^2 (m ²)	P_{\max} (ton)	η	$P_{\text{ijin tanah}}$ (ton)	Kontrol
5	129,15	4,16	12,96	0,33	3,24	129,57	0,85	148,22	OK
5	124,30	6,69	12,96	12,92	3,24	128,80	0,85	148,22	OK
5	123,88	13,58	12,96	3,94	3,24	126,14	0,85	148,22	OK
5	122,50	3,45	12,96	0,28	3,24	122,85	0,85	148,22	OK
5	99,34	6,64	12,96	18,33	3,24	105,51	0,85	148,22	OK
5	1,20	16,52	12,96	5,43	3,24	4,15	0,85	148,22	OK
5	70,66	1,39	12,96	0,09	3,24	70,80	0,85	148,22	OK
5	70,13	4,11	12,96	16,89	3,24	75,66	0,85	148,22	OK
5	69,56	13,30	12,96	4,92	3,24	72,11	0,85	148,22	OK

Tabel 9.10 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 6

n	P/n (ton)	M_y, X_{\max} (ton)	Σx^2 (m ²)	M_x, Y_{\max} (ton)	Σy^2 (m ²)	P_{\max} (ton)	η	$P_{\text{ijin tanah}}$ (ton)	Kontrol
5	118,98	0,49	3,24	0,68	12,96	119,18	0,85	148,22	OK
5	114,34	1,31	3,24	25,87	12,96	116,75	0,85	148,22	OK
5	114,00	5,11	3,24	6,66	12,96	116,09	0,85	148,22	OK
5	113,55	0,01	3,24	-0,68	12,96	113,50	0,85	148,22	OK
5	91,97	2,30	3,24	36,56	12,96	95,50	0,85	148,22	OK
5	92,99	7,33	3,24	10,41	12,96	96,06	0,85	148,22	OK
5	68,56	0,01	3,24	0,13	12,96	68,57	0,85	148,22	OK
5	63,64	2,81	3,24	33,86	12,96	67,12	0,85	148,22	OK
5	62,33	7,40	3,24	9,85	12,96	65,38	0,85	148,22	OK

Tabel 9.11 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 25

n	P/n (ton)	M_y, X_{max} (ton)	Σx^2 (m ²)	M_x, Y_{max} (ton)	Σy^2 (m ²)	P_{max} (ton)	η	$P_{ijin tanah}$ (ton)	Kontrol
25	91,76	-0,18	162	-8,09	162	91,71	0,79	137,63	OK
25	94,16	91,87	162	807,88	162	99,72	0,79	137,63	OK
25	100,79	359,18	162	1933,63	162	114,94	0,79	137,63	OK
25	87,71	85,85	162	-4,16	162	88,21	0,79	137,63	OK
25	81,33	155,84	162	1168,07	162	89,50	0,79	137,63	OK
25	91,40	509,20	162	2761,84	162	111,59	0,79	137,63	OK
25	61,97	82,19	162	3,73	162	62,50	0,79	137,63	OK
25	55,33	282,36	162	979,94	162	63,12	0,79	137,63	OK
25	63,64	545,68	162	2577,75	162	82,92	0,79	137,63	OK

Tabel 9.12 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 36

n	P/n (ton)	M_y, X_{max} (ton)	Σx^2 (m ²)	M_x, Y_{max} (ton)	Σy^2 (m ²)	P_{max} (ton)	η	$P_{ijin tanah}$ (ton)	Kontrol
36	65,08	4,87	236,25	54,92	236,25	65,33	0,72	125,21	OK
36	75,35	35,73	236,25	2950,71	236,25	87,99	0,72	125,21	OK
36	72,08	733,46	236,25	733,88	236,25	78,30	0,72	125,21	OK
36	68,23	636,76	236,25	22,75	236,25	71,02	0,72	125,21	OK
36	69,75	57,43	236,25	4185,16	236,25	87,70	0,72	125,21	OK
36	60,71	780,42	236,25	1035,96	236,25	68,40	0,72	125,21	OK
36	35,18	-5,99	236,25	23,32	236,25	35,25	0,72	125,21	OK
36	51,13	55,97	236,25	3896,37	236,25	67,86	0,72	125,21	OK
36	41,75	767,78	236,25	965,29	236,25	49,08	0,72	125,21	OK

9.4.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perencanaan pondasi pada Apartemen Puncak CBD berupa kelompok tiang pancang yang menopang 1 kolom maupun *shear wall* karena 1 tiang pancang tidak mampu menahan gaya aksial

yang terjadi. Terdapat beberapa jenis susunan tiang pancang berdasarkan berat gaya aksial yang dipikul oleh oleh kolom maupun *shear wall*. Tebal *pile cap* yang direncanakan sebesar 0,8 meter untuk semua jenis *pile cap*.

Sehingga, $Q_{l(\text{group})} = Q_{l(1 \text{ tiang})} \times n \times \eta$. Di mana $Q_{l(\text{group})}$ harus lebih besar dari P yang terjadi. Perhitungan kekuatan tiang pancang kelompok disajikan dalam Tabel 9.13 hingga Tabel 9.18

Tabel 9.13 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 4

P _{ijin tanah}	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P _{ijin tanah max}	Q _l (ton)	P (ton)	Ket Q _l > P
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	582,22	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	553,81	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	557,55	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	551,99	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	456,29	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	417,04	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	311,08	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	300,08	OK
173,54	4	2	2	1,8	0,89	154,79	619,16	305,07	OK

Tabel 9.14 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 4A

P _{ijin} tanah	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P _{ijin} tanah max	Q ₁ (ton)	P (ton)	Ket Q ₁ > P
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	196,27	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	177,96	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	183,12	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	176,76	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	120,90	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	128,28	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	104,30	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	73,67	OK
173,54	4	3	2	1,8	0,89	80,21	320,83	80,55	OK

Tabel 9.15 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 5

P _{ijin} tanah	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P _{ijin} tanah max	Q ₁ (ton)	P (ton)	Ket Q ₁ > P
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	645,74	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	621,50	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	619,39	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	612,50	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	496,70	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	479,63	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	353,32	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	350,64	OK
173,54	5	3	2	1,8	0,85	148,22	741,08	347,81	OK

Tabel 9.16 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 6

P _{ijin} tanah	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P _{ijin} tanah max	Q _i (ton)	P (ton)	Ket Q _i > P
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	594,90	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	571,72	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	570,00	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	567,77	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	459,85	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	464,96	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	342,78	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	318,19	OK
173,54	5	2	3	1,8	0,85	148,22	741,08	311,67	OK

Tabel 9.17 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 25

P _{ijin} tanah	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P _{ijin} tanah max	Q _i (ton)	P (ton)	Ket Q _i > P
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2293,99	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2354,09	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2519,72	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2192,64	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2033,22	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	2284,98	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	1549,36	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	1383,15	OK
173,54	25	6	3	1,8	0,79	137,63	3440,8	1591,11	OK

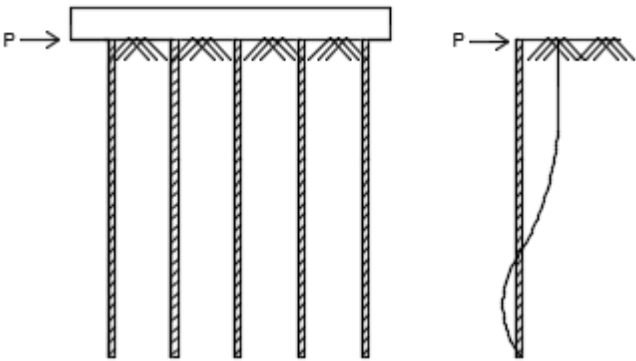
Tabel 9.18 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group PC 36

P_{ijin} tanah	Jumlah tiang	m	n	S (m)	η	P_{ijin} tanah max	Q_1 (ton)	P (ton)	Ket $Q_1 > P$
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2342,79	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2712,73	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2595,06	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2456,40	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2510,85	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	2185,64	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	1266,44	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	1840,54	OK
173,54	36	2	6	1,8	0,72	125,21	4507,6	1502,85	OK

9.4.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria sebagai berikut:

- 1. Kontrol terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.4 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu, harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang:

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Di mana:

δ = defleksi yang terjadi

F_d = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness factor*

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dari kontrol kekuatan tiang pancang akibat gaya lateral. Contoh perhitungan diambil dari tiang pancang kelompok PC 3 dengan kombinasi beban 1D+1L.

$$H_{\max} = 2,71 \text{ ton}$$

$$H_{\max \text{ 1 tiang}} = 0,90 \text{ ton}$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Didapatkan

$$E = 4700 \sqrt{fc'} = 4700 \sqrt{fc'} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{64} \pi (d_1^4 - d_2^4) = \frac{1}{64} \times 3,14 (60^4 - 40^4) = 510714 \text{ cm}^2$$

f = *soil modulus of elasticity coefficient*, didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*.

$$C_u = 0,045 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times 0,045 / 0,977 = 0,09 \text{ ton/ft}^2$$

$$\text{Sehingga koefisien } f = 2 \text{ ton/ft}^3 = 2 \times 0,032 \text{ kg/cm}^2 = 0,064 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{33234,02 \times 10 \text{ kg/cm}^2 \times 510714}{0,064} \right)^{\frac{1}{5}} = 305 \text{ cm}$$

$$L = \text{panjang tiang pancang} = 2850 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{2850}{380,1} = 9,33$$

F_d = koefisien defleksi, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0,92

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,92 \left(\frac{0,9 \times 305^3}{332340,2 \times 510714} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,007 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \rightarrow (\mathbf{OK})$$

2. Kontrol terhadap *Bending Moment Crack*

F_m = koefisien defleksi, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0,85

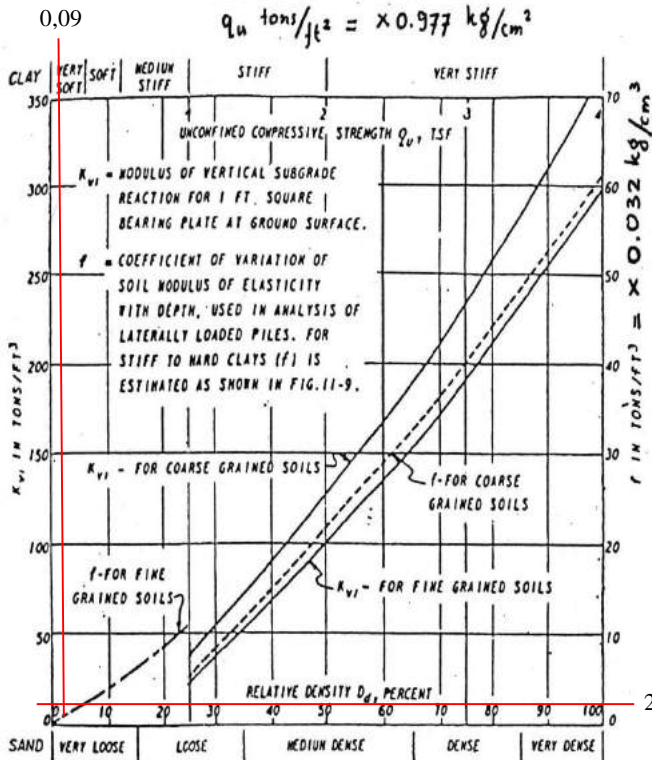
$$M_p < M_{crack}$$

$$F_m(PT) < M_{crack}$$

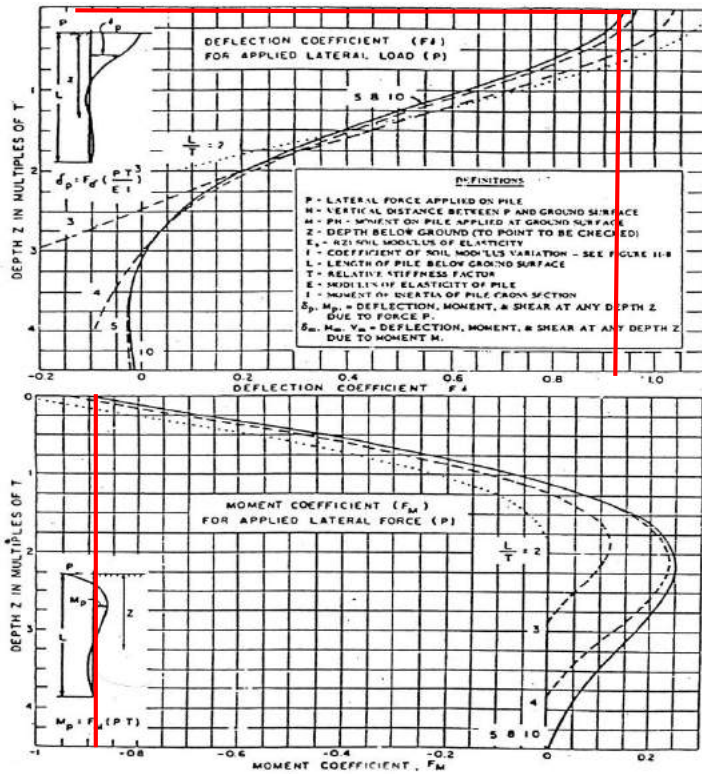
$$0,85(0,9 \times 3,05) < 29 \text{ ton.m}$$

$$1,21 \text{ ton.m} < 29 \text{ ton.m} \rightarrow (\mathbf{OK})$$

Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral dan momen crack selengkapny disajikan dalam Tabel 9.19 hingga Tabel 9.24



Gambar 9.5 Immediate Settlement of Isolate Footing



Gambar 9.6 Influence Value for Laterally Loaded Pile

Tabel 9.19 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 4

Kombinasi	n	H _{max} (ton)	H _{max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{max} (ton.m)	Kontrol
D+L	4	1,87	0,47	0,07	1,21	OK
D+0,75L+0,525EY	4	2,01	0,50	0,08	1,31	OK
D+0,75L+0,525EX	4	2,75	0,69	0,11	1,78	OK
D+0,75L	4	1,67	0,42	0,06	1,08	OK
D+0,75EY	4	4,60	1,15	0,18	2,98	OK
D+0,75EX	4	2,60	0,65	0,10	1,69	OK
D	4	0,74	0,18	0,03	0,48	OK
0,6D+0,7EY	4	17,12	4,28	0,66	11,11	OK
0,6D+0,7EX	4	7,02	1,76	0,27	4,56	OK

Tabel 9.20 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 4A

Kombinasi	n	H _{max} (ton)	H _{max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{max} (ton.m)	Kontrol
D+L	4	2,71	0,68	0,10	1,82	OK
D+0,75L+0,525EY	4	1,15	0,29	0,04	0,77	OK
D+0,75L+0,525EX	4	1,29	0,32	0,05	0,86	OK
D+0,75L	4	2,48	0,62	0,10	1,66	OK
D+0,75EY	4	3,22	0,81	0,12	2,17	OK
D+0,75EX	4	0,84	0,21	0,03	0,57	OK
D	4	1,39	0,35	0,05	0,93	OK
0,6D+0,7EY	4	21,23	5,31	0,82	14,26	OK
0,6D+0,7EX	4	7,12	1,78	0,27	4,78	OK

Tabel 9.21 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 5

Kombinasi	n	H_{\max} (ton)	H_{\max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M_{\max} (ton.m)	Kontrol
D+L	5	1,88	0,38	0,06	0,97	OK
D+0,75L+0,525EY	5	0,35	0,07	0,01	0,18	OK
D+0,75L+0,525EX	5	1,31	0,26	0,04	0,68	OK
D+0,75L	5	0,86	0,17	0,03	0,45	OK
D+0,75EY	5	1,47	0,29	0,05	0,76	OK
D+0,75EX	5	1,61	0,32	0,05	0,83	OK
D	5	0,42	0,08	0,01	0,22	OK
0,6D+0,7EY	5	17,92	3,58	0,55	9,30	OK
0,6D+0,7EX	5	6,70	1,34	0,21	3,48	OK

Tabel 9.22 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC 6

Kombinasi	n	H_{\max} (ton)	H_{\max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M_{\max} (ton.m)	Kontrol
D+L	5	1,84	0,37	0,06	0,95	OK
D+0,75L+0,525EY	5	1,38	0,28	0,04	0,71	OK
D+0,75L+0,525EX	5	2,13	0,43	0,07	1,11	OK
D+0,75L	5	1,63	0,33	0,05	0,84	OK
D+0,75EY	5	1,34	0,27	0,04	0,69	OK
D+0,75EX	5	2,09	0,42	0,06	1,09	OK
D	5	0,51	0,10	0,02	0,27	OK
0,6D+0,7EY	5	17,77	3,55	0,55	9,22	OK
0,6D+0,7EX	5	6,25	1,25	0,19	3,24	OK

Tabel 9.23 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC
25

Kombinasi	n	H _{max} (ton)	H _{max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{max} (ton.m)	Kontrol
D+L	25	9,20	0,37	0,06	0,95	OK
D+0,75L+0,525EY	25	33,69	1,35	0,21	3,50	OK
D+0,75L+0,525EX	25	112,95	4,52	0,70	11,72	OK
D+0,75L	25	8,98	0,36	0,06	0,93	OK
D+0,75EY	25	55,83	2,23	0,34	5,80	OK
D+0,75EX	25	161,25	6,45	0,99	16,74	OK
D	25	14,99	0,60	0,09	1,56	OK
0,6D+0,7EY	25	53,03	2,12	0,33	5,50	OK
0,6D+0,7EX	25	151,84	6,07	0,94	15,76	OK

Tabel 9.24 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral PC
36

Kombinasi	n	H _{max} (ton)	H _{max} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{max} (ton.m)	Kontrol
D+L	36	1,98	0,05	0,01	0,14	OK
D+0,75L+0,525EY	36	246,42	6,84	1,06	17,76	OK
D+0,75L+0,525EX	36	89,04	2,47	0,38	6,42	OK
D+0,75L	36	84,58	2,35	0,36	6,10	OK
D+0,75EY	36	352,73	9,80	1,51	25,43	OK
D+0,75EX	36	91,64	2,55	0,39	6ii,61	OK
D	36	1,03	0,03	0,00	0,07	OK
0,6D+0,7EY	36	328,58	9,13	1,41	23,69	OK
0,6D+0,7EX	36	91,41	2,54	0,39	6,59	OK

9.5 Perencanaan Poer

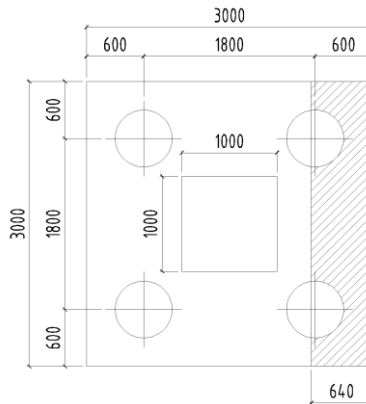
Perhitungan perencanaan poer diambil salah satu contoh tipe poer, yaitu PC 4. Data perencanaannya adalah sebagai berikut:

Jumlah tiang	= 4 tiang
Dimensi kolom	= $b_x = 1000 \times b_y = 1000 \text{ mm}^2$
Dimensi <i>pile cap</i>	= $L_x = 3,0 \times L_y = 3,0 \text{ m}^2$
Tebal <i>pile cap</i> , h	= 0,8 m
Mutu beton, f_c'	= 40 MPa
Diameter tulangan	= D25
Mutu baja, f_y	= 420 MPa
Selimit beton	= 75 mm
Tinggi efektif, d	= $800 - 75 - \frac{1}{2}(25) = 718,75 \text{ mm}$
$P_{u, \text{kolom}}$	= 6535,8 kN
$P_{u, \text{max}}$	= $P_{u, \text{kolom}} + 1,2W_c$
$P_{u, \text{max}}$	= $6535,8 + 1,2(3 \times 3 \times 0,8 \times 24) = 6743,16 \text{ kN}$

9.5.1 Kontrol Geser Pons pada *Pile cap*

Perencanaan *pile* tiap pondasi tiang pancang kelompok harus memenuhi kontrol geser pons sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.2 yang kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

1. Geser pons 1 arah



Gambar 9.7 Bidang Kritis Geser Pons 1 Arah pada PC 4

dikurangi berat dari bagian *pile* yang terletak pada $d/2$.
 Sehingga *punching load* dihitung sebagai berikut:

$$\lambda = \frac{\text{hatched area of pile}}{\text{gross area of pile}} = \frac{48357}{2827433} = 0,17$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_c - \lambda n P_{u,pile}$$

$$P_{u,punch} = 6743,16 - 0,17 \times 4 \times 1685,79 = 5596,8 \text{ kN}$$

Keliling bidang geser, $b_o = 4(1,72) = 6,68 \text{ m}$

Luas bidang geser pons, $A_p = b_o \times d = 6,68 \times 0,72 = 4,81 \text{ m}^2$

Tegangan geser yang terjadi pada *punching area* adalah

$$\tau_u = \frac{P_{u,punch}}{A_p} = \frac{5596,8 \times 10^3}{4,81 \times 10^6} = 1,156 \text{ MPa}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom:

$$\beta = \frac{1000}{1000} = 1$$

Kapasitas geser dari *pile cap* untuk geser pons 2 arah harus diambil yang terkecil dari:

$$f_p = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c'} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{40} = 3,162 \text{ MPa}$$

$$f_p = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} = 0,083 \left(\frac{40 \times 720}{6680} + 2 \right) \sqrt{40} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} = \frac{1}{3} \sqrt{40} = 2,108 \text{ MPa}$$

Lalu, dipilih f_p terkecil yaitu 2,108 MPa.

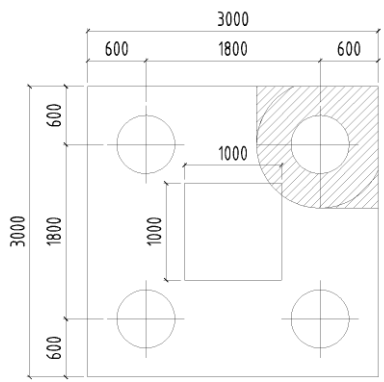
$$\phi V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 = 0,75 \times 4,81 \times 2,108 \times 10^3 = 7604,61 \text{ kN}$$

$$\phi V_{np} = 7604,61 \text{ kN} > P_{u,punch} = 5596,8 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

3. Geser akibat tiang pancang individu

Bidang geser akibat tiang pancang disajikan dalam Gambar 9.9, di mana bidang geser diambil sepanjang $d/2$ dari muka tiang pancang, sehingga keliling bidang geser $U = 6680 \text{ mm}$.

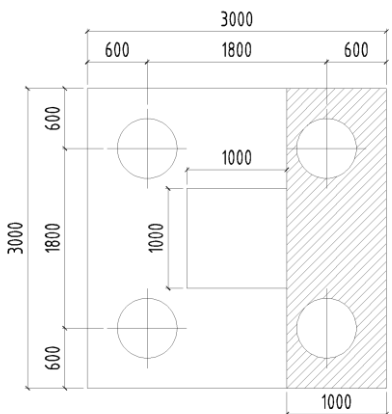
$$\tau_{u \text{ pile}} = \frac{P_{u, \text{pile}}}{U \times d} = \frac{1685,79 \times 10^3}{6680 \times 720} = 0,35 \text{ MPa} < \tau_u = 1,156 \text{ MPa}$$



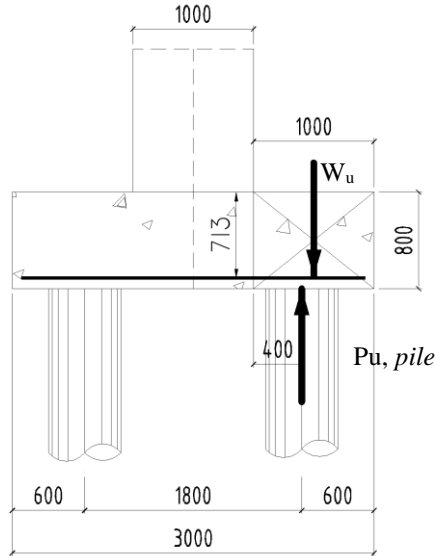
Gambar 9.9 Bidang Geser akibat 1 tiang pada PC 4

9.5.2 Penulangan *Pile cap* Penopang 1 Kolom

Dalam merencanakan penulangan *pile cap*, momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yang bekerja pada tiang dan kolom.



Gambar 9.10 Area Momen *Pile cap* PC 4



Gambar 9.11 Gaya-Gaya yang Bekerja pada *Pile* PC 4

$$M_{ux} = 2 \times P_{u,pile} \times 0,5 - W_u \times 0,5$$

$$M_{ux} = 2 \times 1689,75 \times 0,5 - 1,2 \times 24 \times 3 \times 0,8 \times 1^2 / 2 = 1651,19 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1651,19 \times 10^6}{0,9 \times 3000 \times 720^2} = 1,18$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1,18}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00259$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

ρ tidak lebih kecil dari $\rho = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$

maka $\rho_{\min} = 0,00376$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,00376 \times 3000 \times 712,5 = 8037 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 ($A_{st} = 491,07 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s / A_{st} = 8037 / 491,07 = 16,36$$

$$s = b / n = 3000 / 16,36 = 183 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan **D25-150** untuk tulangan tarik.

Karena poer bagian bawah mengalami tarik dan poer bagian atas mengalami tekan maka untuk tulangan tekan diambil $0,5A_s$ sehingga,

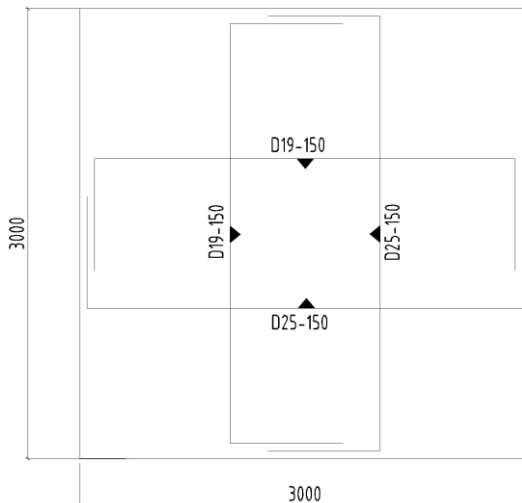
$$A_s' = 0,5A_s = 0,5 \times 8037 = 4019 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 ($A_{st} = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s' / A_{st} = 4019 / 200,96 = 19,99 \approx 20 \text{ buah}$$

$$s = b / n = 3000 / 19,99 = 150,1 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan **D19-150** untuk tulangan tekan.



Gambar 9.12 Penulangan Pile Cap PC 4

9.5.3 Penulangan *Pile Cap* Penopang 4 Kolom

Bagian ini akan menjelaskan perhitungan pile cap yang menopang 4 kolom sekaligus. Dalam perhitungan ini, shear wall diabaikan. Denah tiang pancang tersebut terdapat pada Gambar dan berikut ini data perencanaan dari PC 25

Jumlah tiang = 25 tiang

Dimensi kolom = $b_x = 1000 \times b_y = 1000 \text{ mm}^2$

Dimensi *pile cap* = $L_x = 8,4 \times L_y = 8,4 \text{ m}^2$

Tebal *pile cap*, $h = 1,5 \text{ m}$

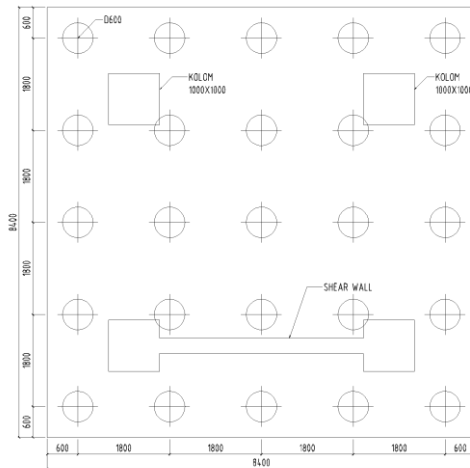
Mutu beton, $f_c' = 40 \text{ MPa}$

Diameter tulangan = D25

Mutu baja, $f_y = 420 \text{ MPa}$

Selimut beton = 75 mm

Tinggi efektif, $d = 1500 - 75 - \frac{1}{2}(25) = 1412,5 \text{ mm}$

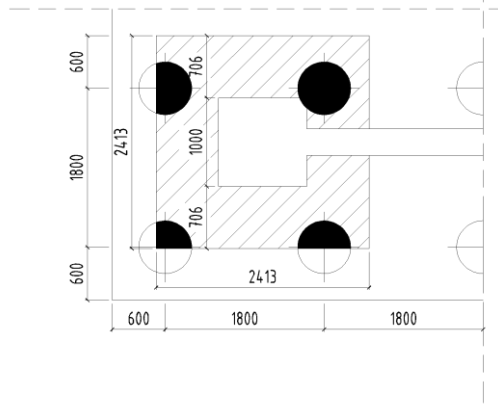


Gambar 9.13 Denah Tiang Pancang PC 25

Gaya yang diterima 1 tiang pancang akibat kombinasi beban ultimate terbesar adalah $P_u = 129,42 \text{ ton}$. Untuk mencari momen yang terjadi pile cap digunakan software ETABS 2016. Titik kolom dimodelkan sebagai titik sendi sedangkan P_u sebagai beban.

1. Kontrol Geser Pons 2 Arah

Bagian geser terletak pada $d/2$ dari muka kolom seperti pada Gambar 9.8 SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada *pile cap*. Sehingga, *punching load* dapat diasumsikan sama dengan beban kolom dikurangi berat dari bagian *pile* yang terletak pada $d/2$. Sehingga *punching load* dihitung sebagai berikut:



Gambar 9.14 Bidang Kritis Geser Pons 2 Arah pada PC 25

$$\lambda = \frac{\text{hatched area of pile}}{\text{gross area of pile}} = \frac{743602,7}{11309732} = 0,66$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_c - \lambda n P_{u,pile}$$

$$P_{u,punch} = 8088,75 - 0,66 \times 4 \times 1294,2 = 4672 \text{ kN}$$

Keliling bidang geser, $b_o = 4(2,413) = 9,562 \text{ m}$

Luas bidang geser pons, $A_p = b_o \times d = 9,562 \times 1,412 = 13,63 \text{ m}^2$

Tegangan geser yang terjadi pada *punching area* adalah

$$\tau_u = \frac{P_{u,punch}}{A_p} = \frac{4672 \times 10^3}{13,63 \times 10^6} = 0,343 \text{ MPa}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom:

$$\beta = \frac{1000}{1000} = 1$$

Kapasitas geser dari *pile cap* untuk geser pons 2 arah harus diambil yang terkecil dari:

$$f_p = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c'} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{40} = 3,162 \text{ MPa}$$

$$f_p = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} = 0,083 \left(\frac{30 \times 1412}{9652} + 2 \right) \sqrt{40} = 3,3 \text{ MPa}$$

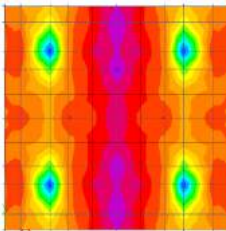
$$f_p = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} = \frac{1}{3} \sqrt{40} = 2,108 \text{ MPa}$$

Lalu, dipilih f_p terkecil yaitu 2,108 MPa.

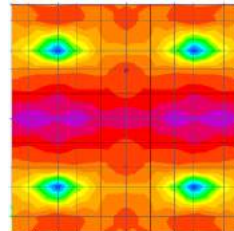
$$\phi V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 = 0,75 \times 13,63 \times 2,108 \times 10^3 = 21549 \text{ kN}$$

$$\phi V_{np} = 21549 \text{ kN} > P_{u,punch} = 4672 \text{ kN} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Penulangan



(a) Momen M11



(b) Momen M22

Gambar 9.15 Diagram Momen pada Pile Cap PC25

$$M_{ux} = M_{uy} = 1779,3 \text{ kN.m/m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1779,3 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 1412^2} = 0,99$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,99}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00239$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{420} = 0,00376,$$

$$\rho \text{ tidak lebih kecil dari } \rho = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

maka $\rho_{\min} = 0,00376$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,00376 \times 1000 \times 1412 = 5309,12 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Digunakan tulangan D25 ($A_{st} = 491,07 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s/A_{st} = 5309,12/491,07 = 10,8$$

$$s = b/n = 1000/10,8 = 92 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan **D25-90** untuk tulangan tarik.

Karena poer bagian bawah mengalami tarik dan poer bagian atas mengalami tekan maka untuk tulangan tekan diambil $0,5A_s$ sehingga,

$$A_s' = 0,5A_s = 0,5 \times 5309,12 = 2654,56 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Digunakan tulangan D25 ($A_{st} = 491,07 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s'/A_{st} = 2654,56/491,07 = 5,4$$

$$s = b/n = 1000/5,4 = 180,1 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan **D25-180** untuk tulangan tekan.

9.6 Perencanaan *Tie beam*

Tie beam adalah elemen struktur yang terdapat pada bangunan gedung dan terletak di atas tanah yang berfungsi sebagai pengaku antara pondasi satu dengan yang lainnya, sehingga tingkat kekakuan dari struktur bawah meningkat. Desain penulangan pada *tie beam* akan direncanakan menggunakan tulangan baja, karena *tie beam* menerima kombinasi beban aksial dan lentur. Adapun beban-beban yang diterima *tie beam* meliputi: berat sendiri *tie beam*, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom dan tekanan air tanah. Berikut ini adalah data perencanaan *tie beam* tipe 45/80:

Tebal lantai basement	= 25 cm
Dimensi <i>tie beam</i>	= 450 x 800 mm
Mutu beton, f_c'	= 40 MPa

Mutu baja, f_y	= 420 MPa
Tulangan utama	= D29
Tulangan sengkang	= D13
Selimit Beton	= 75 mm
Bentang <i>Tie beam</i>	= 10 meter

SNI 2847:2013 Pasal 21.12.3.2 menyatakan bahwa dimensi *tie beam* terkecil harus lebih besar atau sama dengan jarak bersih antara kolom yang diikat dibagi 20 tetapi tidak boleh melebihi 450 mm.

$$\frac{10000-1000}{20} = 450 \text{ mm, sehingga diambil lebar } tie \text{ beam (b) sebesar 450 mm.}$$

9.6.1 Pembebanan *Tie beam*

Tie beam pada perencanaan gedung Apartemen Puncak CBD terletak pada lantai basement di mana lantai tersebut terletak pada -3,5 meter dari permukaan tanah. *Tie beam* didesain menerima gaya uplift dan beban kendaraan, sesuai dengan fungsinya sebagai tempat parkir. Namun, dalam pembebanannya, diambil pembebanan dalam kondisi kritis, yaitu beban yang diperhitungkan hanya beban uplift dan beban dari kendaraan tidak diperhitungkan. Selain itu, *tie beam* juga menerima beban aksial sebesar 10% $N_u S_{DS}$ dari kolom menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.13.5.2. Di mana N_u adalah gaya aksial kolom akibat beban mati terfaktor.

Konstruksi *tie beam* merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien diambil dari SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3.

1. Perhitungan beban

Beban uplift

$$q_{uplift} = (z \times \gamma_w) - (h \times \gamma_c) = (3,5 \times 1000) - (0,25 \times 2400)$$

$$q_{uplift} = 2900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban uplift per meter lari: } 2900 \times 5 = 14500 \text{ kg/m}$$

Perbesaran beban uplift = $q_u = 1,2 \times 14500 = 17400 \text{ kg/m}$

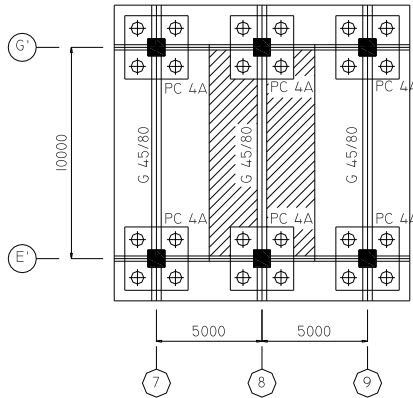
Di mana:

z = selisih elevasi lantai basement dengan muka air tanah

h = tebal pelat lantai basement = 25 cm

$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$



Gambar 9.16 Denah Pembebanan Akibat Uplift

Beban aksial

$P_{u, \text{kolom}} \text{ akibat kombinasi beban } 1,4D = 165635,87 \text{ kg}$

$P_{u, \text{tie beam}} = 10\% P_{u, \text{kolom}} \times S_{DS} = 16563,5 \times 0,6 = 9938,1 \text{ kg}$

2. Gaya dalam pada *tie beam*

$$M_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{12} \times 17400 \times 10^2 = 145000 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{24} \times 17400 \times 10^2 = 72500 \text{ kg.m}$$

9.6.2 Penulangan *Tie beam*

1. Penulangan lentur daerah tumpuan

$$d = 800 - 75 - 0,5(25) = 712,5 \text{ mm}$$

$$M_{u, \text{tumpuan}} = \frac{145000}{0,9} = 161111,11 \text{ kg.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{fc'}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

ρ_{\min} = tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$R_n = \frac{M_{u,tumpuan}}{b \times d^2} = \frac{161111,1 \times 10^4}{450 \times 712,5^2} = 7,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 7,05}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,019$$

$$A_s = \rho b d = 0,019 \times 450 \times 712,5 = 6091,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29 ($A_{st} = 660,185 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s / A_{st} = 6091,875 / 660,185 = 9,22 \approx 10 \text{ buah}$$

jarak antar tulangan kurang dari 25 mm jika dipasang dalam 1 baris, sehingga tulangan dipasang 2 baris

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{450 - 2(75) - 2(10) - (5 \times 29)}{4 - 1}$$

$$s = 33,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Jadi, gunakan tulangan 10D29

2. Penulangan lentur daerah lapangan

$$d = 800 - 75 - 0,5(25) = 712,5 \text{ mm}$$

$$M_{u,lapangan} = \frac{72500}{0,9} = 80555,55 \text{ kg.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85fc'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

ρ_{\min} = tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$R_n = \frac{M_{u,tumpuan}}{b \times d^2} = \frac{80555,55 \times 10^4}{450 \times 712,5^2} = 3,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,53}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00889$$

$$A_s = \rho b d = 0,0089 \times 450 \times 712,5 = 2851,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29 ($A_{st} = 660,185 \text{ mm}^2$)

$$n = A_s / A_{st} = 2851,4 / 660,185 = 4,3 \approx 5 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - 2d - 2\phi - (n \times D)}{n - 1} = \frac{450 - 2(75) - 2(10) - (5 \times 29)}{5 - 1}$$

$$s = 33,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Jadi, gunakan tulangan 5D29

3. Penulangan geser

Tulangan geser daerah tumpuan

$$V_u = 0,5 \times q_u \times l = 0,5 \times 17400 \times 10 = 87000 \text{ kg}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton dihitung dengan persamaan berikut ini,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 450 \times 712,5 = 337968,42 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 337968,42 = 253476,21 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 337968,42 = 253476,21 \text{ N} < V_u = 870000 \text{ N}$$

Jadi, memerlukan tulangan geser.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{870000}{0,75} - 337968,42 = 822031,58 \text{ N}$$

Spasi maksimum tulangan geser

- 1) $1/4d = 1/4 (712,5) = 178 \text{ mm}$
- 2) $6D = 6 (29) = 174 \text{ mm}$
- 3) 150 mm

Direncanakan sengkang 4D13-150

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \pi D^2 = 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} = \frac{530,66 \times 420 \times 712,5}{150} = 1058667 \text{ N}$$

$$V_s = 1058667 \text{ N} > 822031,58 \text{ N} \rightarrow (\text{OK})$$

Jadi, gunakan sengkang 4D13-150 sepanjang $1/4L = 2500 \text{ mm}$ dari as bangunan.

Tulangan geser daerah lapangan:

$$V_u = 17560,55 \text{ kg} = 175605,5 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 450 \times 712,5 = 337968,42 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 337968,42 = 253476,21 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 337968,42 = 253476,21 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 253476,21 = 126738,1 \text{ N}$$

$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ sehingga diperlukan tulangan geser minimum.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{574200}{0,75} - 337968,42 = 427631,58 \text{ N}$$

Coba tulangan sengkang 2D13-300 mm

$$A_{v_{\min}} = \frac{75 \sqrt{f_c'} \times b \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \sqrt{40} \times 450 \times 300}{1200 \times 420} = 127,1 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi D^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

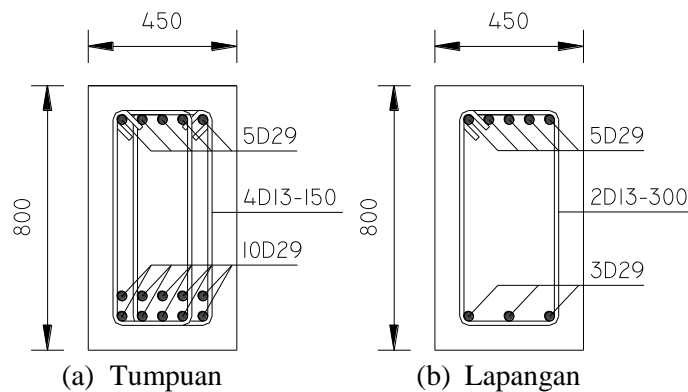
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} = \frac{265,33 \times 420 \times 712,5}{300} = 264666,7 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 264666,7 = 198500 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_s = 253476,21 + 198500$$

$$\phi V_c + \phi V_s = 451976,22 \text{ N} > 427631,58 \text{ N (OK)}$$

Jadi dipakai tulangan geser 2D13-300



Gambar 9.17 Penampang Melintang Balok Tie beam

Tabel 9.25 Rekapitulasi Penulangan Lentur Tie Beam

No	Tipe	Dimensi	Tumpuan		Lapangan	
			bawah	atas	bawah	Atas
1	TB-1	45/80	10D29	5D29	3D39	5D29
2	TB-2	45/80	10D29	5D29	2D29	3D39
3	TB-3	30/60	5D29	3D39	2D29	3D39

Tabel 9.26 Rekapitulasi Penulangan Geser Tie Beam

No	Tipe	Dimensi	Tumpuan	Lapangan
1	TB-1	45/80	4φ10-100	2 φ10-300
2	TB-2	45/80	4φ10-150	2 φ10-300
3	TB-3	30/60	4φ10-150	2 φ10-300

BAB X

PENUTUP

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan dan analisa di atas, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Material baja menggunakan BJ-41 sedangkan beton menggunakan mutu f_c' 30 MPa untuk pelat bondek sedangkan struktur beton yang lain menggunakan f_c' 40 MPa.
2. Hasil perhitungan struktur sekunder.p
 - a. Pelat komposit menggunakan bondek Super Floor Deck setebal 90 mm dengan tulangan negatif wiremesh M8-150 untuk lantai P1-20 sedangkan lantai atap menggunakan M7-150. Pelat lantai lobby menggunakan pelat beton setebal 150 mm dan pelat lantai basement tebal 250 mm.
 - b. Pelat injak anak tangga menggunakan pelat baja tebal 3 mm sedangkan untuk bordes menggunakan tebal 5 mm. Pelat anak tangga dikakukan dengan pelat siku 45x45x7. Balok bordes menggunakan WF 100x50x5x7. Balok utama tangga menggunakan WF 200x100x4,5x7. Balok penumpu tangga menggunakan WF 250x125x6,5x9.
 - c. Balok penggantung lift menggunakan profil WF 350x175x7x11
 - d. Balok anak untuk lantai P1-20 menggunakan profil WF 350x175x7x11 sedangkan untuk lantai atap menggunakan profil WF 300x150x6,9x9 dan WF 250x125x6x9. Balok anak pada lantai lobby menggunakan beton ukuran 25/40 dan 30/40.
 - e. Ramp direncanakan menggunakan struktur beton dengan ukuran kolom 40x80 dan tulangan 10D19. Balok induk ukuran 30/40 dan balok anak 25/40.
3. Analisis gedung menggunakan program bantu ETABS 2016 telah memenuhi syarat partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, analisa dinamik, kontrol simpangan (*drift*) dan kontrol *dual system*.
4. Hasil perhitungan struktur primer.

- a. Link menggunakan link pendek sepanjang 75 cm. Untuk lantai P1-P3 menggunakan profil WF 600x200x11x17. Untuk lantai typical 1-20 menggunakan profil WF 500x300x11x18. Untuk lantai atap menggunakan profil WF 350x175x7x11. Ukuran tersebut berlaku untuk arah X maupun arah Y pada lantai tersebut. Balok link diberi stiffener berupa pelat 11 mm.
 - b. Bresing menggunakan profil Double C][260x90x10x14 untuk lantai P1-20. Untuk lantai atap menggunakan profil Double C][180x75x7x10,5.
 - c. Balok Induk lantai P1-P3 menggunakan profil WF 600x200x11x17. Untuk lantai typical 1-20 menggunakan profil WF 500x300x11x18. Untuk lantai atap menggunakan profil WF 350x175x7x11. Ukuran tersebut berlaku untuk arah X maupun arah Y pada lantai tersebut.
 - d. Kolom menggunakan *Concrete Filled Tube*. Lantai P1-6 menggunakan HSS 600x600x25. Lantai 7-11 menggunakan HSS 500x500x16. Lantai 12-16 menggunakan HSS 400x400x12. Lantai 16-Atap menggunakan HSS 350x350x12.
5. Hasil perhitungan sambungan
- a. Sambungan seluruh balok induk dan balok anak menggunakan A325-2M12 dan pelat siku 50x50x7.
 - b. Balok utama tangga diletakkan di atas balok penumpu tangga dan disambung dengan baut A325-4M8 dan diberi lubang slot 20 mm.
 - c. Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom menggunakan baut A325-2M8 dengan pelat tebal 4 mm dan las sudut 3 mm.
 - d. Sambungan bresing menggunakan A490-12M16 yang terpasang pada badan profil C. Sedangkan untuk menggabungkan kedua profil tersebut digunakan pelat buhul dengan tebal 15 mm. Pelat buhul disambung dengan las sudut 6 mm.

- e. Sambungan balok induk dengan kolom digunakan A490-4M20. Digunakan juga diaphragm plate tebal 18 mm yang disambung ke masing-masing sayap balok dengan baut A490-10M24. Diaphragm plate juga disambung ke kolom dengan las tumpul 15 mm.
 - f. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut 12 mm dan pelat tebal 50 mm
 - g. Sambungan CFT dengan baseplate menggunakan pelat tebal 50 mm dan menggunakan baut angkur F1554-8M22.
6. Hasil perhitungan struktur bawah
- a. Kolom direncanakan berdimensi 100x100 cm dengan tulangan 20D25.
 - b. *Shear wall with edge zone* dengan tebal badan 30 cm untuk arah X dan 40 cm untuk arah Y dan kolom 100x100 sebagai *boundary element*.
 - c. Dinding penahan tanah menggunakan turap baja (sheet pile) produksi NIPPON STEEL & SUMIMOTO METAL kode NS-SP-50 H sedalam 18 meter dan angkur dari VSL *Ground Anchor*.
 - d. Pondasi tiang pancang grup menggunakan produk dari PT WIKA BETON diameter 60 cm kelas C sedalam 17 meter untuk area parkir dan 32 meter untuk area apartemen.
 - e. Poer direncanakan setebal 1500 mm untuk poer yang menahan gabungan shear wall dan kolom sedangkan poer yang menahan kolom saja setebal 800 mm.
 - f. Dimensi *tie beam* direncanakan 45/80 dan 30/60.

10.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

- 1. Perencanaan berikutnya sebaiknya juga mempertimbangkan aspek arsitektural dan ekonomi agar desain yang dihasilkan optimal dan efisien.

2. Perlu dilakukan suatu studi panjang link agar tercipta desain yang lebih bersahabat dengan arsitek namun tetap aman dan memenuhi persyaratan struktur.

DAFTAR PUSTAKA

- Bruneau M. dkk. 2011. *Ductile Desain of Steel Structures*. Edisi kedua. *McGraw-Hill International Editions*
- Becker, Roy & Michael Ishler. 1996. *Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames*. Steel Tips Publication. California: Structural Steel Educational Council.
- Okazaki, T and Engelhardt, M.D., "Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTM A992 Steel," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 63, pp 751-765, June 2007.
- Bowles, J.E., 1980. "Structural Steel Design". *McGraw-Hill International Editions*.
- J. Zeghichea, K. Chaouib., 2005. "An Experimental Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 61, pp 53–66.
- Darshika k. Shah, Merool D. Vakil, M.N.Patel., 2014. "Behavior of Concrete Filled Steel Tube Column". *International Journal of Development Research*, Vol 2, Issue 1.
- Standar Nasional Indonesia. 2002. SNI 03-1729-2002 *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Yurisman, Budiono, B., Mustopo, M & Suarjana, M. 2010. *Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure*. *Journal of Engineering and Technological Sciences*, Institut Teknologi Bandung, Vol. 42, No. 2, pp. 103-128.
- Spiegel, Leonard & George F. Limbrunner. 1998. *Reinforced Concrete Design*. 4th Edition.
- Salmon, Charies G., dan Johnson, John E. 1996. "Struktur Baja Desain dan Perilaku". Jilid 1 Edisi kedua. Diterjemahkan oleh: Ir. Wira M.S.CE. Jakarta: Erlangga.
- Chao H.S. & Goel C.S. (2006). *Performance Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism*

- as Performance Criteria*. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol.43, pp.172-200.
- Isdarmanu, Marwan. 2006. *Struktur Baja I*. ITS
- Standar Nasional Indonesia. 2012. SNI 03-1726-2012 *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. SNI 1727-2013 *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. SNI 1729:2015 *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. SNI 2847:2013 *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- AISC. 2005. *Specification for Structural Steel Building*, Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ASCE/SEI. 2016. *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987)*, Jakarta: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. (1989). *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*, Earthquake Engineering Research Center UBC/EERC-89/01, College of Engineering University of California at Barkeley.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. (1992). *Experimental Performance of Long Link in Eccentrically Braced Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11.

Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.



LABORATORIUM MEKANIK TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS.

Kampus ITS. Keputih, Sukolilo, Surabaya (60111)

Telp.: 031-5928601, 5994251-55 Pesw. 1140 , Fax. 031-5928601

LAMPIRAN HASIL PENGUJIAN MATERIAL TIMBUNAN (SIRTU)

Pemohon : **CV. KARTIKA JAYA**

Selesai di uji Tgl : 24 Okt. 2017

Pekerjaan : PEMBANGUNAN PARKIR JURUSAN SISTIM INFORMATIKA

Di uji oleh : Herry. S Cs

Lokasi : **KAMPUS ITS. SURABAYA**

Diperiksa oleh : Ir. Gani, MT.

Quarry Mat : MATERIAL TIMBUNAN (SIRTU) DARI DAERAH MOJOSARI, MOJOKERTO.

Jenis Material : SIRTU WARNA ABU-ABU TERANG..

No.	Jenis Pengujian	Satuan	HASIL PENGUJIAN MATERIAL TIMBUNAN		
			Spesifikasi Material	Sample Sirtu dari Daerah Mojosari, Mojokerto	KET.
1	Analisa Pembagian Butir (Gradasi) :				
	ASTM D 422-90; SNI 03-3423-2000				
	- Kerikil	%		56,17	
	- Pasir	%		41,51	
	- Butiran Halus (lanau+lempung)	%		2,33	
2	Atterberg Limit (LL, PL, IP) :				
	ASTM D 4318-00, SNI 03 1966-1990;				
	SNI 03-1967-1990				
	-Liquid Limit (LL)	%		Non Plastis (0)	
	-Plastis Limit (PL)	%		Non Plastis (0)	
	-Index Plastis (IP)	%		Non Plastis (0)	
3	Klasifikasi Menurut Sistim AASHTO :			A-1-a	
	Klasifikasi Menurut Sistim USCS :			GW	
4	Proktor Standard :				
	ASTM D 698-00 (1991) ; SNI 03-1742-1990				
	- Spesifik Gravity (Gs)			2,694	
	- Kadar Air Optimum (OMC)	%		12,43	
	- Berat / volume kering max (γd_{max})	gr/cm ³		1,769	
	- Berat / volume (γ_t)	gr/cm ³		1,989	
5	CBR Lab. Test (Rendaman) :				
	AASHTO T193-00; ASTM D1883-00;				
	SNI 03-1744-1989.				
	- Nilai CBR = 0.1"	%		37,71	
	- Nilai CBR = 0.2"	%		35,30	
	- Nilai CBR Desain :	%		37,71	
6	Nilai Aktifity Tanah :				
	- Plastisity Index (PI) =			Non Plastis (0)	
	- Lolos Ayakan # No. 200			2,33	
	- Nilai Aktivty Tanah = PI /(#200-5)			0,000	

Me 1 : Bar and BPT 200 Bt - 1

Bore 1 :
 Project : SITE ASSESSMENT & BASIC ENGINEERING DESIGN, JETTY 100 000 DWT
 Local : Tank Mooring
 Elevation :
 Date : 10 October 2011

Coordinates of GPS (UTM) X =
 Y =
 Diameter of Bore : mm
 Diameter of Casing : mm

BORE LOG & BPT

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	B P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	VANE SHEAR (KPa)	Grain Size Analysis (%)				Physical Properties										Mechanical Properties										Chemical Test				Consolidation Test			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	Water Content (%)	Dry Density (γ_d) (g/cm ³)	Specific Gravity G _s	Porosity n	Degree of Saturation (S _r) (%)	Unit Weight of Soil (γ_t) (g/cm ³)	Void Ratio e	Atterberg Test			Direct Shear Test				CHEMICAL Test		Kerosene		P _p		C _c		C _v					
																		LL %	PL %	IP %	C _u kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_1 %	σ_3 %	Sulphate %	Chloride %	pH	ρ	kg/cm ²	cm/det	kg/cm ²	cm/det					
1		0	Peaty Clay	Brownish Gray	0 + 0 + 0 = 0 2.00 - 2.45 m	4	0.00	9.67	21.48	68.88	50.727	0.629	2.612	56.969	100.00	1.693	1.325	64.56	32.48	32.08	0.040	*	*			6.80	5.05	1.200	1.554	1.64E-03								
2		0			Silty Clay	Light Gray	0 + 0 + 0 = 0 4.00 - 4.45 m	5	0.00	9.16	18.27	75.27	48.698	0.628	2.534	55.237	100.00	1.687	1.234	66.72	33.15	33.57	0.050	*	*			6.40		1.200	1.536	1.43E-03						
3		1					0 + 0 + 1 = 1 6.00 - 6.45 m	6	0.00	8.95	18.03	73.02	44.427	0.636	2.611	53.704	100.00	1.746	1.160	71.24	34.15	37.09	0.080	*	*			6.90		1.150	1.193	1.52E-03						
4		2					0 + 1 + 1 = 2 8.00 - 8.45 m	11	0.00	9.84	21.41	66.75	47.984	0.633	2.634	55.830	100.00	1.722	1.264	72.09	29.78	42.31	0.110	*	*			6.80	5.34	1.150	1.206	1.55E-03						
5		2	0 + 1 + 1 = 2 10.00 - 10.45 m	12			0.00	6.76	19.87	76.37	49.383	0.633	2.691	57.065	100.00	1.726	1.329	73.05	30.78	42.27	0.120	*	*			6.80		1.160	1.319	1.59E-03								
6		1	Peaty Clay	Brownish Gray	0 + 0 + 1 = 1 12.00 - 12.45 m	6	0.00	8.47	18.13	73.40	40.194	0.641	2.617	51.267	100.00	1.768	1.052	82.32	33.47	48.85	0.080	*	*			6.20	4.13	1.160	1.349	1.48E-03								
7		2			Silty Clay	Light Gray	2 + 6 + 9 = 15 14.00 - 14.45 m	*	0.00	9.58	21.48	68.97	46.193	0.636	2.671	55.237	100.00	1.748	1.234	65.53	32.19	33.34	0.688	*	*			6.90	*	*	*	*						
8		2	Sandy Silt & Clay	Light Gray			5 + 7 + 14 = 21 16.00 - 16.45 m	*	0.00	25.70	25.42	48.88	49.276	0.638	2.764	57.663	100.00	1.747	1.362	55.08	30.06	25.02	1.042	*	*			6.60	*	*	*	*						
9		3			Silty Sand	Light Gray	7 + 14 + 21 = 30 18.00 - 18.45 m	*	0.00	82.90	9.24	7.85	54.148	0.622	2.538	57.886	100.00	1.648	1.375	NP	NP	NP	*	0.00	38.00			5.90	*	*	*	*						
10		4	Silty Sand	Light Gray			8 + 18 + 25 = 41 20.00 - 20.45 m	*	0.00	87.50	5.34	6.96	25.055	0.681	2.562	39.099	100.00	1.952	0.642	NP	NP	NP	*	0.00	40.00			6.80	4.65	*	*	*	*					
11		3			Silty Sand	Light Gray	5 + 12 + 18 = 30 22.00 - 22.45 m	*	0.00	88.16	6.20	5.84	23.114	0.671	2.691	38.348	100.00	2.043	0.622	NP	NP	NP	*	0.00	35.00			5.00	*	*	*	*						
12		2	Silty Sand	Light Gray			4 + 7 + 19 = 28 24.00 - 24.45 m	*	0.00	18.36	24.99	58.65	49.884	0.630	2.634	56.785	100.00	1.706	1.314	45.53	35.18	10.35	13.147	*	*			5.90	*	*	*	*						
13		8			Silty Clay With Sand	Light Gray	2 + 3 + 5 = 8 26.00 - 26.45 m	*	0.00	15.85	29.51	54.64	46.821	0.635	2.649	55.257	100.00	1.738	1.235	51.48	35.48	16.00	0.396	*	*			5.50	*	*	*	*						
14		20	Silty Clay With Sand	Light Gray			5 + 8 + 12 = 20 28.00 - 28.45 m	*	0.00	12.62	31.92	55.46	49.830	0.628	2.587	56.025	100.00	1.689	1.274	53.07	30.15	22.92	0.961	*	*			5.80	*	*	*	*						
15		43			Silty Clay With Sand	Light Gray	10 + 29 + 13 = 43 30.00 - 30.45 m	*	0.00	15.86	27.66	56.29	48.903	0.632	2.844	56.359	100.00	1.717	1.293	49.85	33.74	16.11	2.149	*	*			5.20	3.49	*	*	*	*					
16																																						

Tabel Perhitungan Daya Dukung Izin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Data SPT dengan Formula Mayeerhof dan Bazara

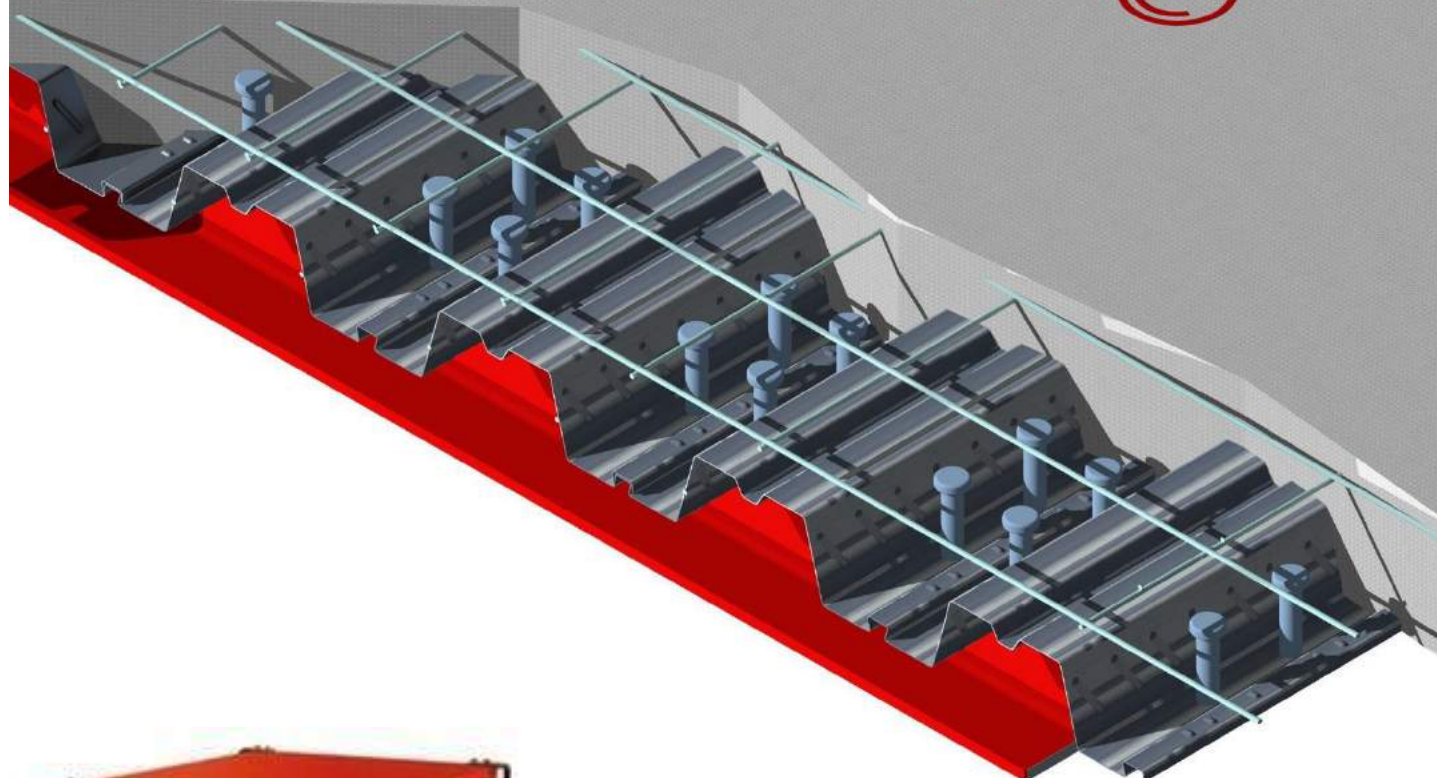
Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+..	N >15sand 0,6 N	N >15sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	f _{si} (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
1	0	L	0,000	0,000	0	1,692	0,692	0,346	0,000	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,5	0	L	0,000	0,000	0	1,692	0,692	0,692	0,000	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
2	0	L	0,000	0,000	0	1,692	0,692	1,038	0,000	0	0,00	0,06	0,67	0,00	0,00	0,00	0,67	0,22
2,5	0	L	0,000	0,000	0	1,687	0,687	1,3815	0,000	0	0,00	0,15	1,70	0,00	0,00	0,00	1,70	0,57
3	0	L	0,000	0,000	0	1,687	0,687	1,725	0,000	0	0,00	0,26	2,94	0,00	0,00	0,00	2,94	0,98
3,5	0	L	0,000	0,000	0	1,687	0,687	2,0685	0,000	0	0,00	0,38	4,28	0,00	0,00	0,00	4,28	1,43
4	0	L	0,000	0,000	0	1,687	0,687	2,412	0,000	0	0,00	0,50	5,66	0,00	0,00	0,00	5,66	1,89
4,5	0,25	L	0,250	0,250	0,25	1,746	0,746	2,785	0,473	0,5	0,47	0,62	7,06	0,24	0,22	0,22	7,28	2,43
5	0,5	L	0,500	0,500	0,5	1,746	0,746	3,158	0,884	1	0,88	0,75	8,44	0,44	0,42	0,64	9,08	3,03
5,5	0,75	L	0,750	0,750	0,75	1,746	0,746	3,531	1,244	1,5	1,24	0,87	9,80	0,62	0,59	1,23	11,03	3,68
6	1	L	1,000	1,000	1	1,746	0,746	3,904	1,562	2	1,56	0,96	10,91	0,78	0,74	1,96	12,87	4,29
6,5	1,25	L	1,250	1,250	1,25	1,722	0,722	4,265	1,848	2,5	1,85	1,11	12,56	0,92	0,87	2,83	15,39	5,13
7	1,5	L	1,500	1,500	1,5	1,722	0,722	4,626	2,105	3	2,10	1,25	14,14	1,05	0,99	3,82	17,97	5,99
7,5	1,75	L	1,750	1,750	1,75	1,722	0,722	4,987	2,337	3,5	2,34	1,38	15,66	1,17	1,10	4,93	20,59	6,86
8	2	L	2,000	2,000	2	1,722	0,722	5,348	2,548	4	2,55	1,50	16,94	1,27	1,20	6,13	23,06	7,69
8,5	2	L	2,000	2,000	2	1,726	0,726	5,711	2,436	4	2,44	1,59	18,00	1,22	1,15	7,27	25,27	8,42
9	2	L	2,000	2,000	2	1,726	0,726	6,074	2,333	4	2,33	1,67	18,87	1,17	1,10	8,37	27,24	9,08
9,5	2	L	2,000	2,000	2	1,726	0,726	6,437	2,238	4	2,24	1,73	19,56	1,12	1,05	9,43	28,99	9,66
10	2	L	2,000	2,000	2	1,726	0,726	6,8	2,151	4	2,15	1,97	22,31	1,08	1,01	10,44	32,75	10,92
10,5	1,75	L	1,750	1,750	1,75	1,788	0,788	7,194	1,805	3,5	1,81	2,40	27,12	0,90	0,85	11,29	38,41	12,80
11	1,5	L	1,500	1,500	1,5	1,788	0,788	7,588	1,497	3	1,50	3,00	33,98	0,75	0,71	12,00	45,98	15,33
11,5	1,25	L	1,250	1,250	1,25	1,788	0,788	7,982	1,235	2,5	1,24	3,79	42,89	0,62	0,58	12,58	55,47	18,49
12	1	L	1,000	1,000	1	1,788	0,788	8,376	0,979	2	0,98	4,64	52,50	0,49	0,46	13,04	65,54	21,85
12,5	4,5	L	4,500	4,500	4,5	1,748	0,748	8,75	4,364	9	4,36	5,55	62,81	2,18	2,06	15,10	77,91	25,97
13	8	L	8,000	8,000	8	1,748	0,748	9,124	7,688	16	7,69	6,53	73,84	3,84	3,62	18,72	92,56	30,85
13,5	11,5	L	11,500	11,500	11,5	1,748	0,748	9,498	10,953	23	10,95	7,57	85,57	5,48	5,16	23,88	109,45	36,48
14	15	L	15,000	15,000	15	1,748	0,748	9,872	14,160	30	14,16	8,80	99,53	7,08	6,67	30,55	130,08	43,36

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+..	N >15sand 0,6 N	N >15sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	f _{si} (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
14,5	16,5	L	16,500	16,500	16,5	1,747	0,747	10,246	15,440	33	15,44	10,23	115,66	7,72	7,28	37,83	153,49	51,16
15	18	L	18,000	18,000	18	1,747	0,747	10,619	16,698	36	16,70	11,84	133,94	8,35	7,87	45,70	179,64	59,88
15,5	19,5	L	19,500	19,500	19,5	1,747	0,747	10,993	17,934	39	17,93	12,87	145,57	8,97	8,45	54,15	199,72	66,57
16	21	L	21,000	21,000	21	1,747	0,747	11,366	19,149	42	19,15	13,96	157,86	9,57	9,02	63,17	221,04	73,68
16,5	24,5	L	24,500	24,500	24,5	1,648	0,648	11,69	22,177	49	22,18	15,10	170,78	11,09	10,45	73,62	244,41	81,47
17	28	L	28,000	28,000	28	1,648	0,648	12,014	25,161	56	25,16	16,30	184,29	12,58	11,86	85,48	269,78	89,93
17,5	31,5	L	31,500	31,500	31,5	1,648	0,648	12,338	28,101	63	28,10	17,54	198,38	14,05	13,24	98,72	297,10	99,03
18	35	P	25,000	21,000	21	1,648	0,648	12,662	18,600	42	18,60	18,47	208,93	3,72	3,51	102,23	311,16	103,72
18,5	36,5	P	25,750	21,900	21,9	1,952	0,952	13,138	19,195	43,8	19,19	19,10	216,02	3,84	3,62	105,85	321,86	107,29
19	38	P	26,500	22,800	22,8	1,952	0,952	13,614	19,777	45,6	19,78	19,43	219,70	3,96	3,73	109,58	329,27	109,76
19,5	39,5	P	27,250	23,700	23,7	1,952	0,952	14,09	20,348	47,4	20,35	19,46	220,04	4,07	3,84	113,41	333,45	111,15
20	41	P	28,000	24,600	24,6	1,952	0,952	14,566	20,907	49,2	20,91	19,37	219,07	4,18	3,94	117,35	336,42	112,14
20,5	38,25	P	26,625	22,950	22,95	2,043	1,043	15,088	19,291	45,9	19,29	19,17	216,79	3,86	3,64	120,99	337,78	112,59
21	35,5	P	25,250	21,300	21,3	2,043	1,043	15,609	17,710	42,6	17,71	18,85	213,24	3,54	3,34	124,33	337,56	112,52
21,5	32,75	P	23,875	19,650	19,65	2,043	1,043	16,131	16,163	39,3	16,16	18,94	214,24	3,23	3,05	127,37	341,61	113,87
22	30	P	22,500	18,000	18	2,043	1,043	16,652	14,648	36	14,65	18,61	210,50	2,93	2,76	130,13	340,63	113,54
22,5	29	P	22,000	17,400	17,4	1,706	0,706	17,005	14,059	34,8	14,06	17,87	202,08	2,81	2,65	132,78	334,87	111,62
23	28	P	21,500	16,800	16,8	1,706	0,706	17,358	13,478	33,6	13,48	16,72	189,06	2,70	2,54	135,32	324,38	108,13
23,5	27	P	21,000	16,200	16,2	1,706	0,706	17,711	12,906	32,4	12,91	15,94	180,26	2,58	2,43	137,76	318,02	106,01
24	26	L	26,000	26,000	26	1,706	0,706	18,064	20,568	52	20,57	15,26	172,63	10,28	9,69	147,45	320,08	106,69
24,5	21,5	L	21,500	21,500	21,5	1,738	0,738	18,433	16,885	43	16,88	14,69	166,16	8,44	7,96	155,41	321,56	107,19
25	17	L	17,000	17,000	17	1,738	0,738	18,802	13,255	34	13,25	14,22	160,83	6,63	6,25	161,65	322,48	107,49
25,5	12,5	L	12,500	12,500	12,5	1,738	0,738	19,171	9,677	25	9,68	13,85	156,64	4,84	4,56	166,21	322,85	107,62
26	8	L	8,000	8,000	8	1,738	0,738	19,54	6,149	16	6,15	13,84	156,54	3,07	2,90	169,11	325,65	108,55
26,5	11	L	11,000	11,000	11	1,689	0,689	19,885	8,399	22	8,40	14,19	160,47	4,20	3,96	173,07	333,54	111,18
27	14	L	14,000	14,000	14	1,689	0,689	20,229	10,620	28	10,62	14,89	168,38	5,31	5,00	178,07	346,45	115,48
27,5	17	L	17,000	17,000	17	1,689	0,689	20,574	12,812	34	12,81	15,93	180,19	6,41	6,04	184,11	364,30	121,43
28	20	L	20,000	20,000	20	1,689	0,689	20,918	14,976	40	14,98	16,85	190,60	7,49	7,06	191,17	381,77	127,26

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+..	N >15sand 0,6 N	N >15sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	f _{si} (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
28,5	25,75	L	25,750	25,750	25,75	1,717	0,717	21,277	19,153	51,5	19,15	17,65	199,65	9,58	9,03	200,19	399,84	133,28
29	31,5	L	31,500	31,500	31,5	1,717	0,717	21,635	23,275	63	23,28	18,33	207,33	11,64	10,97	211,16	418,49	139,50
29,5	37,25	L	37,250	37,250	37,25	1,717	0,717	21,994	27,343	74,5	27,34	18,38	207,85	13,67	12,88	224,05	431,90	143,97
30	43	L	43,000	43,000	43	1,717	0,717	22,352	31,357	86	31,36	18,58	210,14	15,68	14,78	238,82	448,96	149,65
30,5	39,75	L	39,750	39,750	39,75	1,728	0,728	22,716	28,796	79,5	28,80	18,94	214,15	14,40	13,57	252,39	466,55	155,52
31	36,5	L	36,500	36,500	36,5	1,728	0,728	23,08	26,268	73	26,27	19,44	219,88	13,13	12,38	264,77	484,65	161,55
31,5	33,25	L	33,250	33,250	33,25	1,728	0,728	23,444	23,774	66,5	23,77	20,10	227,28	11,89	11,20	275,98	503,26	167,75
32	30	L	30,000	30,000	30	1,728	0,728	23,808	21,311	60	21,31	20,74	234,61	10,66	10,04	286,02	520,63	173,54
32,5	28,5	L	28,500	28,500	28,5	1,722	0,722	24,169	20,117	57	20,12	21,39	241,86	10,06	9,48	295,50	537,36	179,12
33	27	L	27,000	27,000	27	1,722	0,722	24,53	18,937	54	18,94	22,02	249,05	9,47	8,92	304,42	553,47	184,49
33,5	25,5	L	25,500	25,500	25,5	1,722	0,722	24,891	17,773	51	17,77	22,65	256,17	8,89	8,38	312,80	568,97	189,66
34	24	L	24,000	24,000	24	1,722	0,722	25,252	16,623	48	16,62	23,22	262,61	8,31	7,83	320,63	583,24	194,41
34,5	27,25	L	27,250	27,250	27,25	1,664	0,664	25,584	18,766	54,5	18,77	23,73	268,38	9,38	8,84	329,47	597,86	199,29
35	30,5	L	30,500	30,500	30,5	1,664	0,664	25,916	20,885	61	20,88	24,18	273,50	10,44	9,84	339,32	612,81	204,27
35,5	33,75	L	33,750	33,750	33,75	1,664	0,664	26,248	22,980	67,5	22,98	24,58	277,97	11,49	10,83	350,14	628,11	209,37
36	37	L	37,000	37,000	37	1,664	0,664	26,58	25,051	74	25,05	24,95	282,23	12,53	11,80	361,95	644,18	214,73
36,5	42	L	42,000	42,000	42	1,715	0,715	26,938	28,265	84	28,26	25,31	286,27	14,13	13,32	375,27	661,54	220,51
37	47	L	47,000	47,000	47	1,715	0,715	27,295	31,441	94	31,44	25,65	290,11	15,72	14,82	390,09	680,20	226,73
37,5	52	L	52,000	52,000	52	1,715	0,715	27,653	34,579	104	34,58	25,97	293,74	17,29	16,29	406,38	700,12	233,37
38	57	L	57,000	57,000	57	1,715	0,715	28,01	37,680	114	37,68	26,36	298,16	18,84	17,76	424,14	722,30	240,77
38,5	53	L	53,000	53,000	53	1,749	0,749	28,385	34,820	106	34,82	26,89	304,16	17,41	16,41	440,54	744,70	248,23
39	49	L	49,000	49,000	49	1,749	0,749	28,759	31,995	98	32,00	27,60	312,09	16,00	15,08	455,62	767,72	255,91
39,5	45	L	45,000	45,000	45	1,749	0,749	29,134	29,205	90	29,20	28,51	322,43	14,60	13,76	469,38	791,82	263,94
40	41	L	41,000	41,000	41	1,749	0,749	29,508	26,448	82	26,45	29,40	332,45	13,22	12,46	481,85	814,30	271,43

NELSON

STUD WELDING



Shear Connectors

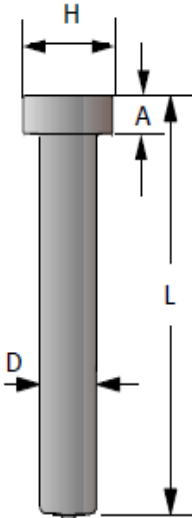
Nelson headed shear connectors deliver code specified shear strength values as used in composite construction, securing concrete to steel structural components. Nelson shear connectors meet requirements of the following codes:

- ✓ AS/NZS 1554.2 Structural steel welding Part 2: Stud Welding (steel studs to steel)
- ✓ AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel
- ✓ AWS D1.6 Structural Welding Code – Stainless Steel
- ✓ AWS D1.5 Structural Welding Code / AASHTO Standard Specification for Highway Bridges
- ✓ Canadian Standards Association W59 – Welded Steel Construction
- ✓ AISC Manual of Steel Construction – Allowable Stress Design
- ✓ AISC Manual of Steel Construction – Load & Resistance Factor Design

See also: ICC-ES Evaluation Report ESR-2856 Nelson Shear Connector Studs

Shear connectors are typically used in composite steel construction for holding concrete slabs to steel members to resist shear forces and increase shear loading capacity in steel buildings, bridges, columns caissons, containment liners, etc. They also act as embedment anchors on miscellaneous embedded plates, frames, angles, strip plates, attachments and connections.

Shear Studs held in stock

	D	Nominal	L	A	H	Burn
	Diameter	Length	Length			off
	M13	50	54	8	25	4
	M13	100	104			
	M13	150	154			
	M16	65	69	8	32	4
	M16	100	104			
	M16	150	154			
	M16	50	55	10	32	5
	M19	75	80			
	M19	80	85			
	M19	95	100			
	M19	100	105			
	M19	125	130			
	M19	150	155			
	M19	175	180			
	M19	200	205			
	M19	250	255			
	M19	300	305			
	M22	100	105	10	35	5
	M22	125	130			
	M22	150	155			
	M22	200	205			
	M25	100	106	13	41	6
	M25	125	131			
	M25	200	206			

Please note that limited stocks are held on some sizes.

Other sizes may be available, so please contact us.

Short form specification

To ensure that certified products are used, the following specification is suggested. “Headed anchors shall be Nelson Shear Studs, flux filled welding to plates as shown on drawings. Studs shall be made from cold drawn steel Grades to I C -1010 through C – 1020 per ASTM A-108 and shall be welded per manufactures recommendation”

Physical Properties of Shear Connectors

Diameter	A _s Nominal Area mm ²	A _s f _y Yield Kg (min)	A _s f _s Tensile Kg (min)
M13	126.7	4,445	5,334
M16	198.0	6,963	8,355
M19	285.0	10,024	12,029
M22	388.0	13,630	16,356

A_s Area of stud shank

f_s Ultimate strength (tensile):

M13, M16, M19, and M22

420 Mpa min

f_y Yield strength

345 Mpa min

Elongation

20%

Reduction Area

50% min

Cold Finished low carbon steel

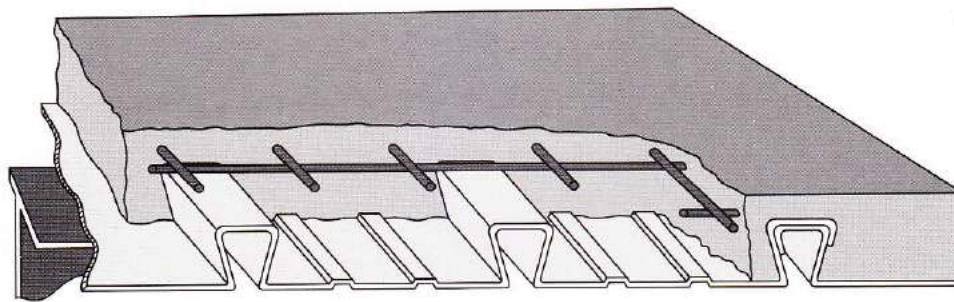
C 0.23 max

Mn 0.90 max

P 0.04 Max

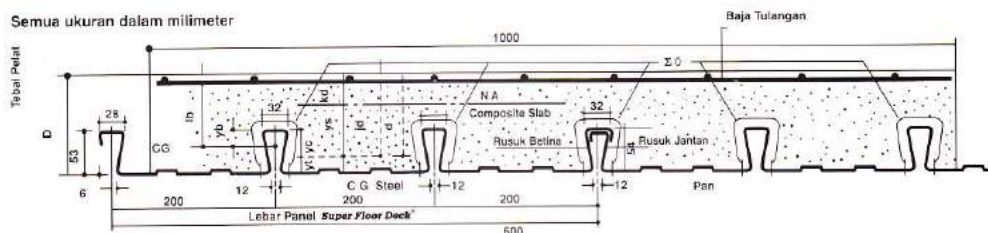
S 0.05 max

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit

Semua ukuran dalam milimeter



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM**

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Of Bearing KN	incrom. Per 10 mm KN	KN	10 mm Of Bearing KN	incrom. Per 10 mm KN	KN
0.75	10.1	1241	38.5	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.75	0.99	6.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes In = idem untuk daerah momen negatif

= Ip (1.26 - 0.26 Ip/In)

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MEJERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																
DEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²		200	300	400	500	600	700	800	900	1000	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	200	300	400	500	600	700	800	900	1000										
TANGKAP PROPPING	BENTANG SPAN M	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM				
		TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM					
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.99	9	0.73	9	0.66	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00		
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65		
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04	
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.08	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92		
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33		
	3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74	9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.45	13	3.75						
	3.25	11	11	11	11	12	13	14	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.63	14	5.22	10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12						
	3.50	12	12	12	12	13	15	11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71	11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51							
	3.75	13	13	13	13	14		11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09			11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81									
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15		12	4.85	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55			12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.83	15	5.17									
	4.50							13	4.99	13	6.51	14	7.06	15	7.53					13	4.34	13	5.14	14	5.88	15	5.95											
	5.00							15	6.20	15	7.27	15	8.05							15	4.90	15	5.73	15	6.58													

LIONMESH®

SNI - 07 - 0663 - 1995.



Daftar

Technical Details

DAFTAR I

TABLE I

LIONMESH POLOS



LIONMESH KARI



TYPE MK	TYPE M POLOS	UKURAN SIZE				BERAT WEIGHT	
		Ø (mm)	SPASI SPACING (mm)	LEMBAR SHEET (mm)	ROLL (mm)	KG/LB KG/SH	KG/ROLL
—	M4	4 X 4	150 X 150	5.400 X 2.100	54.000 X 2.100	15,45	154,50
MK5	M5	5 X 5	150 X 150	5.400 X 2.100	54.000 X 2.100	24,14	241,40
MK6	M6	6 X 6	150 X 150	5.400 X 2.100	54.000 X 2.100	34,76	347,60
MK7	M7	7 X 7	150 X 150	5.400 X 2.100	—	47,31	—
MK8	M8	8 X 8	150 X 150	5.400 X 2.100	—	61,79	—
MK9	M9	9 X 9	150 X 150	5.400 X 2.100	—	78,21	—
MK10	M10	10 X 10	150 X 150	5.400 X 2.100	—	96,55	—

PEDOMAN PENGGUNAAN LIONMESH

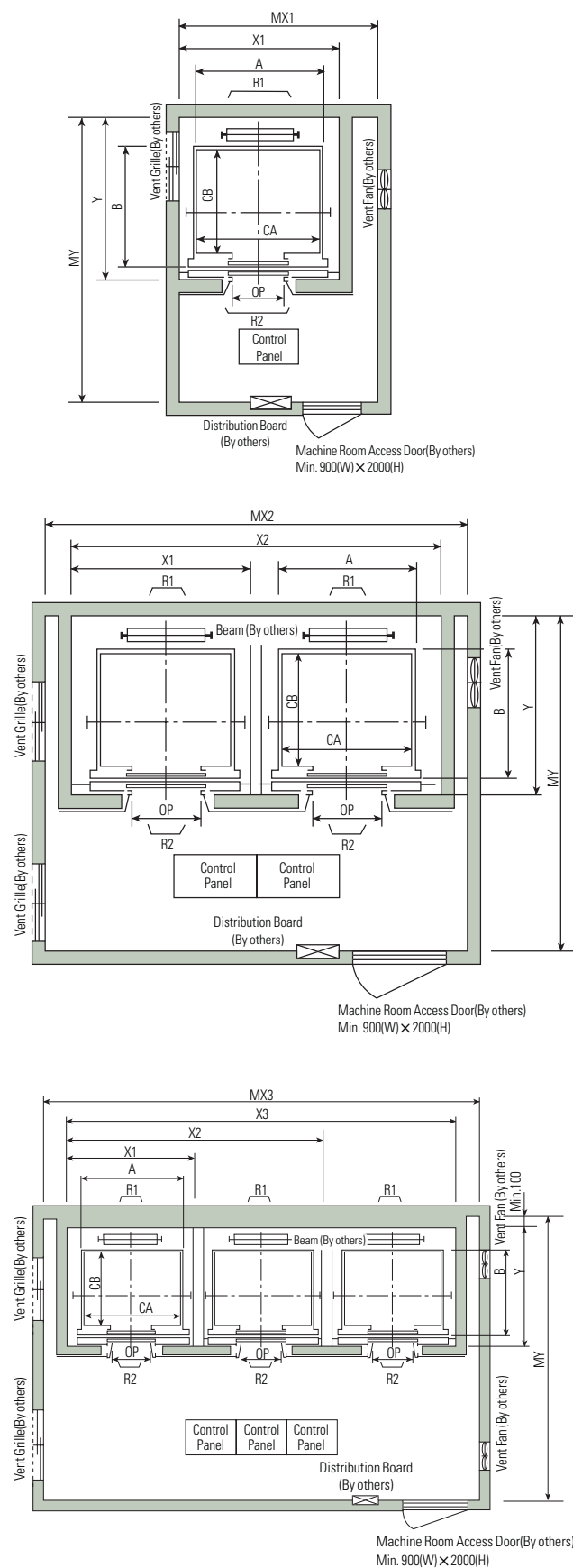
LIONMESH SELECTING

PEMBEBANAN	KEADAAN TANAH	TEBAL PELAT (cm)	LETAK DAN JENIS LIONMESH
Mobil penumpang dan pejalan kaki (Sampai 400kg/m ²)	Kering dan mantap	10	Diatas, LM - 5
	Kurang mantap, perlu dipadatkan	11	Diatas, LM - 6
Mobil industri ringan & Truk kecil (Sampai 800 kg/m ²)	Kering dan mantap	13	Diatas, LM - 6
	Kurang mantap, perlu dipadatkan	15	Diatas, LM - 7
Lantai gudang dan perkerasan jalan untuk truk (Sampai 1200 kg/m ²)	Kering dan mantap	15	Diatas, LM - 8
	Kurang mantap, perlu dipadatkan	20	Diatas, LM - 8 Dibawah, LM - 6

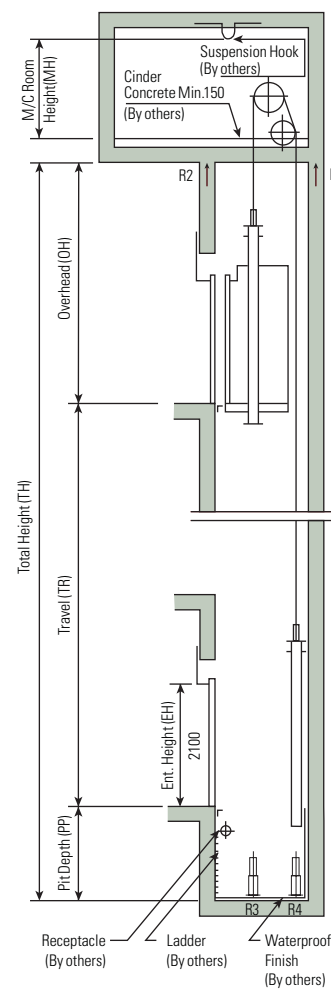
LOADING	SOIL CONDITION	SLAB THICKNESS (cm)	PLACE AND TYPE OF LIONMESH
Domestic cars and pedestrians (up to 400 kg/m ²)	Dry and stable	10	Top, LM - 5
	unstable, compaction needed	11	Top, LM - 6
Light industrial Vehicle & small trucks (up to 800 kg/m ²)	Dry and stable	13	Top, LM - 6
	unstable, compaction needed	15	Top, LM - 7
Warehouse floor Slab and pavements for trucks (up to 1200 kg/m ²)	Dry and stable	15	Top, LM - 8
	unstable, compaction needed	20	Top, LM - 8 Bottom, LM - 6

Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY				
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
1.75	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600
2 Note 6)	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000	8700
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
2.5 Note 6)	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	12200	9500
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13600	10400
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

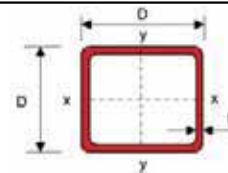
- Notes : 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
5. Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
6. In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

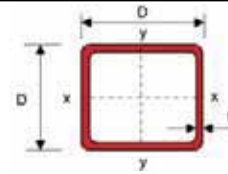
- Notes : 1. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
2. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
4. For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

Square



Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Area	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constants		Surface Area Per Metre
DxD	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m
200x200	5	30.50	38.7	2445	7.95	245	283	3756	362	0.787
	6	36.40	46.2	2883	7.90	288	335	4449	426	0.785
	6.3	38.20	48.4	3011	7.89	301	350	4653	444	0.784
	8	48.00	60.8	3709	7.81	371	436	5778	545	0.779
	10	59.30	74.9	4471	7.72	447	531	7031	655	0.774
	12.5	73.00	92.1	5336	7.61	534	643	8491	778	0.768
	16	91.50	115	6394	7.46	639	785	10340	927	0.759
220x220	5	33.50	42.7	3281	8.76	298	344	5028	442	0.867
	6	40.00	51.0	3875	8.72	352	408	5963	521	0.865
	8	52.70	67.2	5002	8.63	455	532	7765	669	0.859
	10	65.10	82.9	6050	8.54	550	650	9473	807	0.854
	12	77.20	98.3	7023	8.45	638	762	11090	933	0.849
	14	88.90	113	7922	8.36	720	868	12620	1049	0.844
250x250	6	45.80	58.2	5752	9.94	460	531	8825	681	0.985
	6.3	48.10	61.0	6014	9.93	481	556	9238	712	0.984
	8	60.50	76.8	7455	9.86	596	694	11530	880	0.979
	10	75.00	94.9	9055	9.77	724	851	14110	1065	0.974
	12.5	92.60	117	10920	9.66	873	1037	17160	1279	0.968
	16	117.00	147	13270	9.50	1061	1280	21140	1546	0.959
260x260	6	47.60	60.6	6491	10.4	499	576	9951	740	1.02
	6.3	49.90	63.5	6788	10.3	522	603	10420	773	1.02
	8	62.80	80.0	8423	10.3	648	753	13010	956	1.02
	10	77.70	98.9	10240	10.2	788	924	15930	1159	1.01
	12	92.20	117	11950	10.1	920	1087	18730	1348	1.01
	12.5	95.80	122	12370	10.1	951	1127	19410	1394	1.01
	14	106.00	136	13560	10.0	1043	1244	21400	1525	1.00
	14.2	108.00	137	13710	9.99	1055	1259	21660	1542	1.00
	16	120.00	153	15060	9.91	1159	1394	23940	1689	1.00
300x300	6	55.10	70	10080	12.0	672	772	15407	997	1.18
	6.3	57.95	73.6	10550	12.0	703	809	16140	1043	1.18
	8	73.10	92.8	13130	11.9	875	1013	20190	1294	1.18
	9	81.93	104	14600	11.9	973	1130	22520	1437	1.18
	10	90.70	115	16030	11.8	1068	1246	24810	1575	1.17
	12	107.97	137	18780	11.7	1252	1470	29250	1840	1.17
	12.5	112.00	142	19440	11.7	1296	1525	30330	1904	1.17
	16	142.00	179	23850	11.5	1590	1895	37620	2325	1.16
350x350	6	64.50	82.2	16170	14.0	924	1058	24650	1373	1.38
	8	85.70	109	21130	13.9	1207	1392	32380	1789	1.38
	10	106.00	135	25880	13.9	1479	1715	39890	2185	1.37
	12	127.00	161	30440	13.8	1739	2030	47150	2563	1.37
	12.5	132.00	167	31540	13.7	1802	2107	48930	2654	1.37
	14	146.00	186	34790	13.7	1988	2334	54190	2922	1.36
	14.2	148.00	189	35210	13.7	2012	2364	54880	2957	1.36
	16	167.00	211	38940	13.6	2225	2630	60990	3264	1.36
	19	190.00	248	44820	13.5	2561	3055	70760	3744	1.35
	22	217.00	283	50270	13.3	2873	3460	80010	4187	1.34
	25	242.00	318	55320	13.2	3161	3845	88750	4595	1.34

Square



Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Area	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constants	Surface Area Per Metre	
DxD	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m
400x400	8	97.90	125	31860	16.0	1593	1830	48700	2363	1.58
	10	122.00	155	39130	15.9	1956	2260	60090	2895	1.57
	12	145.00	185	46130	15.8	2306	2679	71180	3405	1.57
	12.5	152.00	192	47840	15.8	2392	2782	73910	3530	1.57
	14	168.00	214	52870	15.7	2643	3087	81960	3894	1.56
	14.2	170.00	217	53530	15.7	2676	3127	83030	3942	1.56
	16	192.00	243	59340	15.6	2967	3484	92440	4362	1.56
	20	# 237.00	300	71540	15.4	3577	4247	112500	5237	1.55
	22	251.00	327	77260	15.4	3863	4612	122100	5646	1.54
	25	282.00	368	85380	15.2	4269	5141	135900	6223	1.54
450x450	12	162.00	209	66460	17.8	2954	3419	102200	4368	1.77
	16	213.00	275	85860	17.7	3816	4459	133200	5620	1.76
	19	250.00	324	99540	17.5	4424	5208	155400	6497	1.75
	22	286.00	371	112500	17.4	5000	5929	176700	7324	1.74
	25	321.00	418	124700	17.3	5544	6624	197200	8101	1.74
	28	△ 355.00	464	136300	17.1	6058	7292	216800	8832	1.73
	32	△ 399.00	524	150700	17.0	6696	8143	241700	9735	1.72
500x500	12	181.00	233	92030	19.89	3681	4248	141200	5451	1.97
	16	238.00	307	119300	19.71	4771	5554	184400	7038	1.96
	19	280.00	362	138600	19.58	5545	6498	215500	8159	1.95
	22	320.00	415	157100	19.44	6283	7411	245600	9222	1.94
	25	360.00	468	174600	19.31	6986	8295	274600	10230	1.94
	28	△ 399.00	520	191300	19.18	7653	9149	302600	11180	1.93
	32	△ 450.00	588	212300	19.00	8491	10242	338200	12370	1.92
	36	△ 498.00	654	231700	18.82	9269	11283	372000	13470	1.91
550x550	16	263.00	339	160400	21.75	5833	6769	247300	8616	2.16
	19	309.00	400	186800	21.62	6793	7930	289500	10010	2.15
	22	355.00	459	212100	21.49	7714	9058	330400	11340	2.14
	25	399.00	518	236300	21.35	8594	10150	370100	12610	2.14
	28	△ 443.00	576	259500	21.22	9436	11220	408400	13810	2.13
	32	△ 500.00	652	288700	21.04	10500	12580	457500	15330	2.12
	36	△ 555.00	726	316100	20.86	11500	13890	504400	16740	2.11
	40	△ 608.00	799	341800	20.68	12430	15140	549000	18060	2.10
600x600	25	△ 439.00	568	311100	23.40	10370	12200	485300	15230	2.34
	28	△ 487.00	632	342100	23.26	11410	13490	536300	16720	2.33
	32	△ 550.00	716	381600	23.08	12720	15160	601900	18600	2.32
	36	△ 611.00	798	418800	22.91	13960	16770	664900	20370	2.31
	40	△ 671.00	879	453900	22.73	15130	18310	725100	22030	2.30
700x700	25	△ 517.00	668	504700	27.48	14420	16850	782900	21240	2.74
	28	△ 575.00	744	556600	27.35	15900	18670	867000	23380	2.73
	32	△ 651.00	844	623100	27.17	17800	21040	975800	26110	2.72
	36	△ 724.00	942	686500	26.99	19610	23330	1081000	28700	2.71
	40	△ 797.00	1039	746900	26.81	21340	25540	1182000	31160	2.70

Grade S355J2H only
△ S.A.W process

ANCHOR BOLT

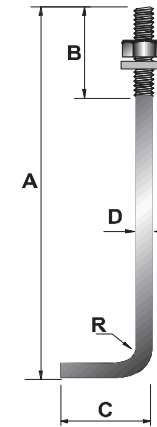


An additional downstream product under our range is the anchor bolt. These anchor bolt are usually used and embedded in concrete and used to support structural steel columns, light poles, highway sign structures, bridge rail, equipment, and many other applications. Our Anchor bolt comes with 16mm, 19mm and 22mm.

Standard & Specification : JIS G 3112, JIS G 3191

Available Size : \varnothing 12mm - \varnothing 25mm

Annual Capacity : 120.000 MT/Year



DIMENSION PROPERTIES

Part Number	Bar Diameter (D)	A	Tread Length (B)	C	Radius (r)	Vertical Embedment Length (Ld)	Total Length	Nut
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
STD-00-IAB016	16	560	100	100	25	460	630	M-16
STD-00-IAB019	19	675	125	120	25	550	765	M-20
STD-00-IAB022	22	755	125	130	50	630	840	M-22

Tolerances :

- Diameter (D) = ± 0.5
- A = ± 5
- B = ± 2
- C = ± 2

PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

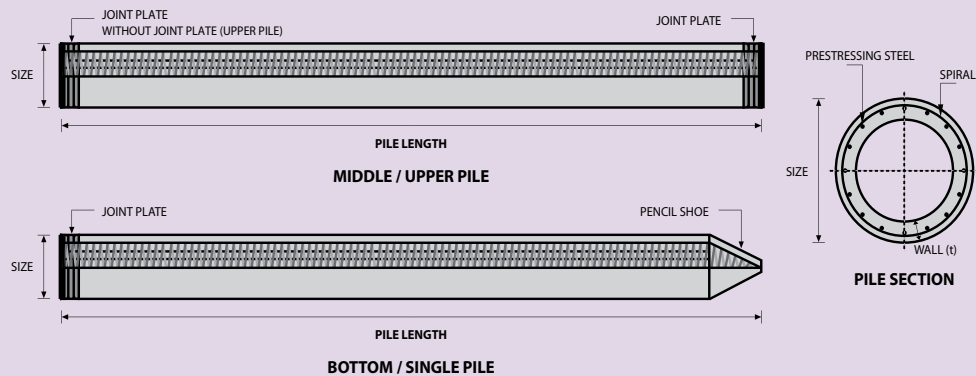
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Break			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

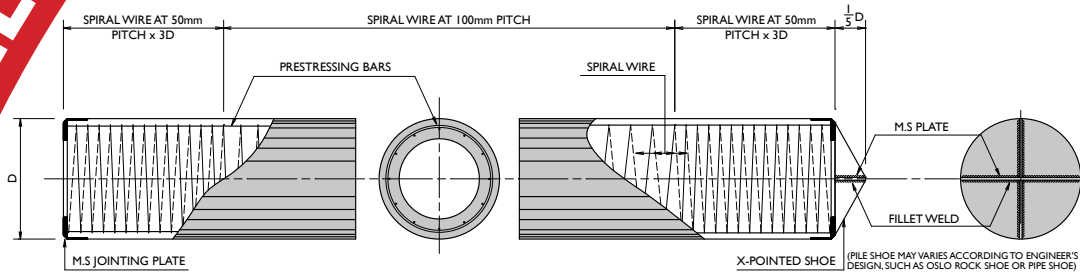
Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

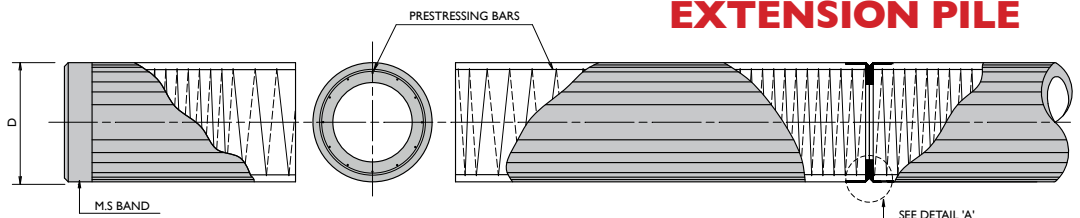
**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

SECTIONAL DETAILS OF ICP PILES

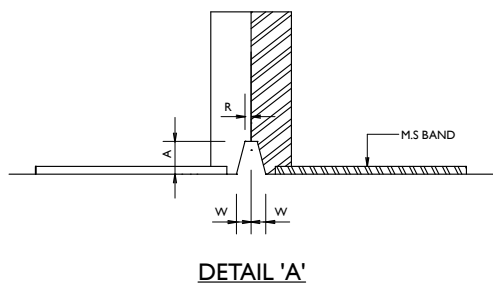
STARTER PILE



EXTENSION PILE



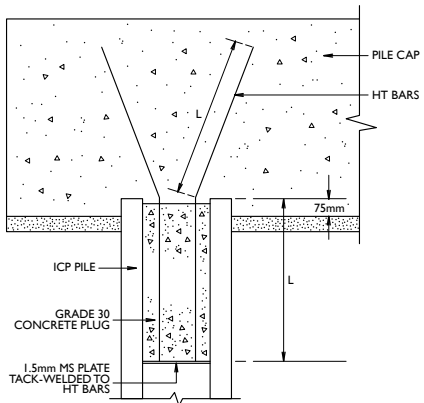
JOINT WELDING DETAILS



Dia Of Pile D mm	Throat Thickness A mm	W mm	Root R mm
250	8.5	4.0	2.0
300	8.5	4.0	2.0
350	8.5	4.0	2.0
400	10	4.5	2.0
450	10	4.5	2.0
500	12	5.0	2.0
600	12	5.0	2.0
700	14	6.0	2.0
800	14	6.0	2.0
900	14	6.0	2.0
1000	14	6.0	2.0
1200	14	6.0	2.0

BONDING ICP PILES INTO PILE CAP

Dia Of Pile mm	HT Bars		
	Quantity	Dia.	L
mm	mm	mm	mm
250	4	12	500
300	4	12	500
350	5	12	550
400	5	12	700
450	5	16	800
500	6	16	900
600	8	16	1000
700	8	20	1200
800	8	20	1400
900	10	25	1500
1000	12	25	1500
1200	20	25	2000



As the PC bars are bonded with concrete, ICP Piles may be cut off at any point. The piles need not be stripped down to expose the bars and can be bonded to the pile cap as shown in the above sketch. If the piles are not subjected to tensile loads, the recommended H.T. bars are considered adequate.



CAGE MAKING/
MOULD SETTING

PC bars in coil form are straightened and cut to correct lengths. The ends are warm-headed to form button heads. The bars are passed through the cage forming machine where spiral wire is automatically spot-welded at the correct spacings. End plates are fitted to the cage. The whole cage is then placed onto the bottom half mould.



CONCRETE FEEDING

Concrete from the computerised batching plant is discharged into a feeding hopper. Concrete is then fed into the bottom half mould. The top half mould is then bolted to the bottom half.



STRESSING

The PC bars are stressed against the mould through a central shaft and stressing plate. The stressing is being carried out in a single operation. This ensures uniformity of stress in all the PC bars and hence straightness of the pile.



PILE SPINNING

The pile is then compacted by the centrifugal spinning machine. Spinning process squeezes out excess water, thus increases the concrete strength.



STEAM CURING

The pile is sent to the steam tank for rapid curing process in order to achieve the required transfer strength for early demoulding.



DEMouldING

After demoulding, final QC inspection is carried out according to the specification.

Products

Hat-type sheet piles

● Superb drivability

The large sectional area of the Hat-type sheet pile realizes superior drivability.

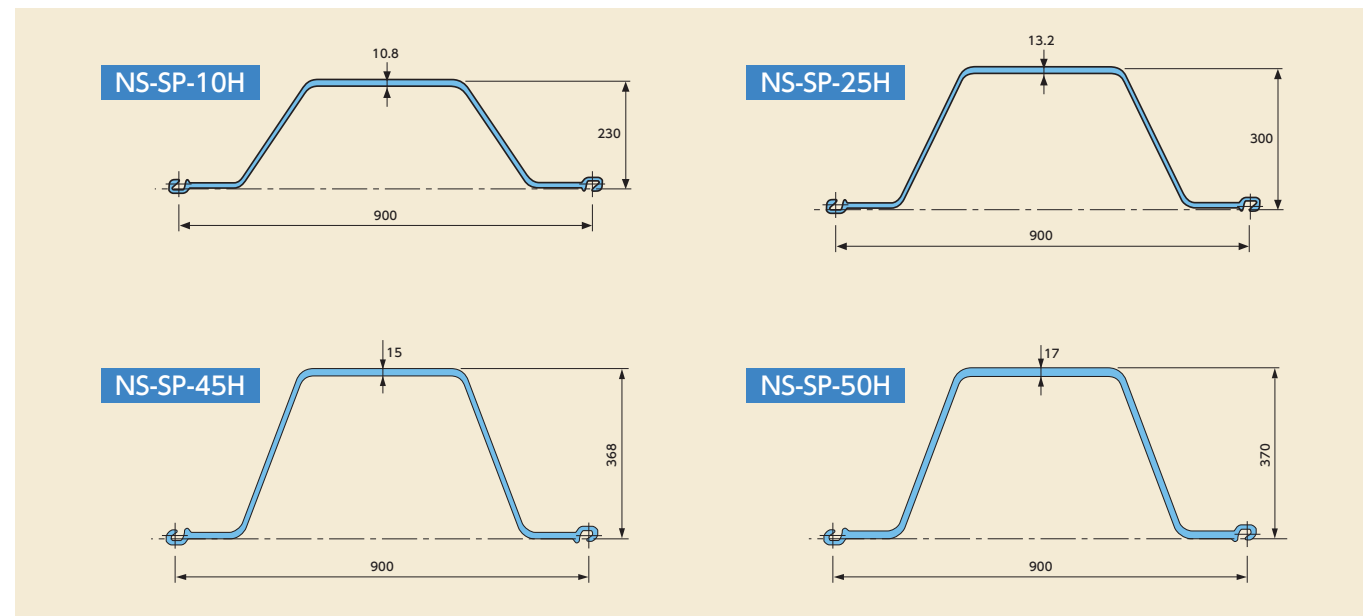
● High structural reliability

No reduction is required in sectional properties to consider the possible lack of shear force transmission at the interlocks, which is true for U-type steel sheet piles.

● Excellent cost-effectiveness

The amount of steel per unit wall can be reduced, resulting in improved total cost.

Shapes



Sectional properties

Type	Dimension			Per pile				Per 1 m of pile wall width			
	Effective width W mm	Effective height h mm	Thickness t mm	Sectional area cm ²	Moment of inertia cm ⁴	Section modulus cm ³	Unit mass kg/m	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	Unit mass kg/m ²
NS-SP-10H	900	230	10.8	110.0	9,430	812	86.4	122.2	10,500	902	96.0
NS-SP-25H	900	300	13.2	144.4	22,000	1,450	113	160.4	24,400	1,610	126
NS-SP-45H	900	368	15.0	187.0	40,500	2,200	147	207.8	45,000	2,450	163
NS-SP-50H	900	370	17.0	212.7	46,000	2,490	167	236.3	51,100	2,760	186

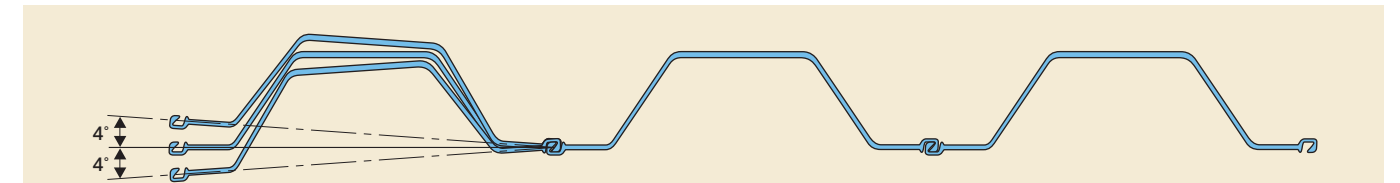


Compatibility

NS-SP-10H — NS-SP-25H — NS-SP-45H — NS-SP-50H

Deviation angle

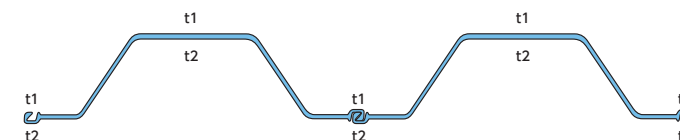
Each interlock allows for a certain rotation. The minimum angle of coupling mating joint (the interlock swing) for the combination of the identical versions of Hat-type sheet piles is shown in the figure below.



Sectional properties after corrosion

The sectional properties of Hat-type sheet piles after 1 mm of corrosion loss per side, totaling 2 mm on both sides, are shown in the table below.

Type	Sectional properties without corrosion loss		Sectional properties with 1 mm of corrosion loss per side		
	I_0 (cm ⁴ /m)	Z_0 (cm ³ /m)	η (%)	I (cm ⁴ /m)	Z (cm ³ /m)
NS-SP-10H	10,500	902	79	8,300	713
NS-SP-25H	24,400	1,610	82	20,000	1,320
NS-SP-45H	45,000	2,450	85	38,300	2,080
NS-SP-50H	51,100	2,760	87	44,500	2,400



I_0, Z_0 : Moment of inertia and section modulus without corrosion loss

η : Reduction ratio after corrosion

I, Z : Moment of inertia and section modulus after corrosion

Graphs for obtaining the reduction ratio of sectional properties, η

η : reduction ratio of sectional properties after corrosion (%)

t_1, t_2 : corrosion loss of marine side and land side (mm)

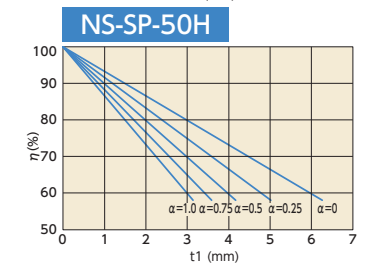
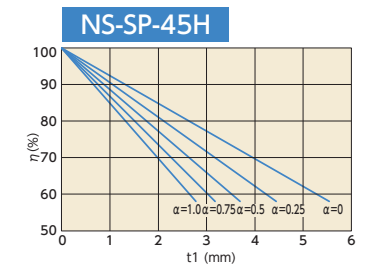
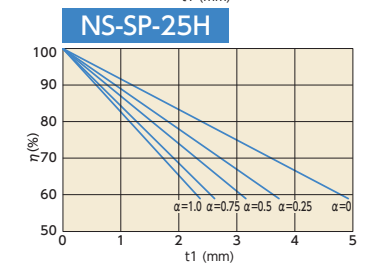
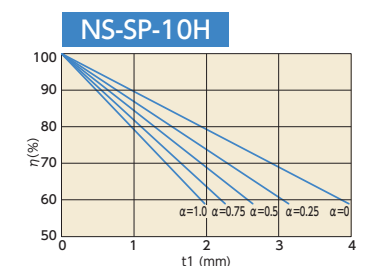
α : corrosion loss rate, $\alpha = t_2/t_1$

Note : Only the illustrated ranges are effective in the following graphs.

Steps to calculate sectional properties after corrosion;

- ① Assume the corrosion rate and lifetime of the facility, and calculate the corrosion loss of the marine side t_1 (mm) and that of the land side t_2 (mm).
- ② Calculate the corrosion loss rate $\alpha (=t_2/t_1)$.
- ③ Using the corrosion loss of the marine side t_1 (mm) and the corrosion loss rate α , obtain the reduction ratio of the sectional properties η from the following graphs.
- ④ Calculate the sectional properties after corrosion loss, Z and I , by multiplying the sectional properties before corrosion loss, Z_0 with I_0 by the reduction ratio η .

Section modulus $Z = Z_0 \times \eta$ Moment of inertia $I = I_0 \times \eta$



1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A _p	(mm ²)	140	150	140
Nominal mass	M	(kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{p0.1k}	(MPa)	1636 ¹	1640 ¹	1676 ²
Nominal tensile strength	f _{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk}	(kN)	260	279	260.7
Young's modulus		(GPa)		approx. 195	
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}		(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.4 - ANCHOR PROPERTIES 15mm (0.6")

Anchorage unit	Number of strands	Breaking load			Maximum diameter of anchor ¹				
		Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	temporary ²	permanent			double duct encapsulation ³ (DCP anchors)
						single duct encapsulation			
		d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²			d=15.24 mm A _p =140 mm ²	SA without RI ⁴	RA without RI ⁴ SA with RI	
		[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
6-2	2	520	558	521	70/70	95	100	105	99/140
6-3	3	780	837	782	70/70	95	100	105	99/140
6-4	4	1040	1116	1043	70/77	95	100	105	126/165
6-7	5	1300	1395	1304	77/82	115	120	125	126/165
	6	1560	1674	1564	70/82	115	120	125	126/165
6-7	7	1820	1953	1825	82/82	115	120	125	126/165
6-12	8	2080	2232	2086	92/92	125	130	135	151/190
	9	2340	2511	2346	90/105	125	130	135	151/190
	10	2600	2790	2607	105/105	125	130	135	151/190
	11	2860	3069	2868	105/105	125	130	135	151/190
6-12	12	3120	3348	3128	105/105	125	130	135	151/190
6-15	13	3380	3627	3389	105/105	150	155	160	160/200
	14	3640	3906	3650	105/105	150	155	160	160/200
6-15	15	3900	4185	3911	105/105	150	155	160	160/200
6-19	16	4160	4464	4171	105/105	150	155	160	160/200
	17	4420	4743	4432	130/130	150	155	160	160/200
	18	4680	5022	4693	130/130	150	155	160	160/200
6-19	19	4940	5301	4953	130/130	150	155	160	160/200

SA = Soil anchor

RA = Rock anchor

RI = Single or repeated injection

1) Given values can slightly vary from country to country, depending on local availability of PE duct diameters. For permanent anchors with single duct encapsulation they are the same for electrically isolated and non-electrically isolated permanent anchors. The values are not valid for anchors inclined upwards and for anchors with a post-grouting arrangement with double packer acc. to 3.3. The diameters of such anchors can be provided on request. For information on post-grouting see chapter 3 page 18.

2) The first of the given values are for a simple post-grouting arrangement using a pipe of 16mm external diameter, the second value is for a repeated post-grouting with return line acc. to 3.2. Both values are without external centraliser but including spacers. They can vary depending on local circumstances. For information on post-grouting see chapter 3 page 18. Diameters of anchors without any post-grouting pipe are correspondingly smaller than the first value. Diameters for removable anchors are acc. to chapter 2 page 18.

3) The first of the given values are for the outer corrugated duct in the bond length, the second is the diameter of the anchor including the external spacers. Both values include simple or repeated post-grouting tubes.

4) Larger units available upon request.

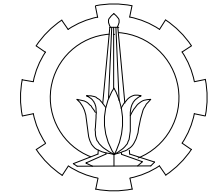
Comments:

- To facilitate a problem-free homing of the anchor, the diameter of the borehole and the formed hole of the casing should be at least 20mm greater than the maximum diameter of the anchor.
- Data for anchor units with additional strands are available on request.
- Temporary anchors have a limited corrosion protection with a duration of use in principle of up to two years. Permanent anchors have a comprehensive protection with a duration of use of typically more than two years.
- Values are subject to modification.

DAFTAR ISI

NO.	JUDUL GAMBAR	NO. LEMBAR
1.	DENAH LT. BASEMENT – P3	A1.1
2.	DENAH LT. TYPICAL 1-20	A1.2
3.	TAMPAK A	A2.1
4.	TAMPAK B	A2.2
5.	DENAH BALOK-KOLOM LT. LOBBY	S1.1
6.	DENAH BALOK-KOLOM LT. P1-P3	S1.2
7.	DENAH BALOK-KOLOM LT. TYPICAL 1-20	S1.3
8.	DENAH BALOK-KOLOM LT. ATAP	S1.4
9.	POTONGAN 1	S2.1
10.	POTONGAN 2	S2.2
11.	POTONGAN 3; POTONGAN 4	S2.3
12.	POTONGAN 5; POTONGAN 6	S2.4
13.	POTONGAN 7; POTONGAN 8	S2.5
14.	DENAH PELAT LT. BASEMENT	S3.1
15.	DETAIL PELAT TIPE SB1 DAN SB2	S3.2
16.	DENAH PELAT LT. LOBBY	S3.3
17.	DETAIL PELAT TIPE A DAN B	S3.4
18.	DETAIL PELAT TIPE C DAN D	S3.5
19.	DENAH BONDEK LT. P1-P3	S3.6
20.	DENAH BONDEK LT. TYPICAL 1-20	S3.7
21.	DENAH BONDEK LT. ATAP	S3.8

NO.	JUDUL GAMBAR	NO. LEMBAR
22.	DETAIL POTONGAN A,B,C,D	S3.9
23.	DETAIL TANGGA	S4.1
24.	DETAIL SAMBUNGAN BALOK ANAK – BALOK INDUK	S4.2
25.	DETAIL SAMBUNGAN BALOK ANAK – BALOK INDUK	S4.3
26.	DETAIL SAMBUNGAN BALOK ANAK – BALOK INDUK	S4.4
27.	DETAIL SAMBUNGAN BALOK INDUK-KOLOM	S4.5
28.	DETAIL SAMBUNGAN ANTAR KOLOM	S4.6
29.	DETAIL SAMBUNGAN BRESING	S4.7
30.	DETAIL BASEPLATE	S4.8
31.	DETAIL PENULANGAN BALOK	S5.1
32.	DETAIL PENULANGAN TIE BEAM DAN KOLOM BETON	S5.2
33.	DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL	S5.3
34.	DENAH PONDASI	S6.1
35.	DENAH TIE BEAM	S6.2
36.	PENULANGAN PC 2	S6.3
37.	PENULANGAN PC 4	S6.4
38.	PENULANGAN PC 4A	S6.5
39.	PENULANGAN PC 5	S6.6
40.	PENULANGAN PC 6	S6.7
41.	PENULANGAN PC 25	S6.8
42.	PENULANGAN PC 36	S6.9



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

JUDUL TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DAFTAR ISI

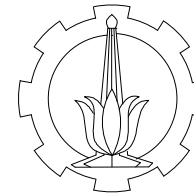
-

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

-

-



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH LT. BASEMENT-P3

1:450

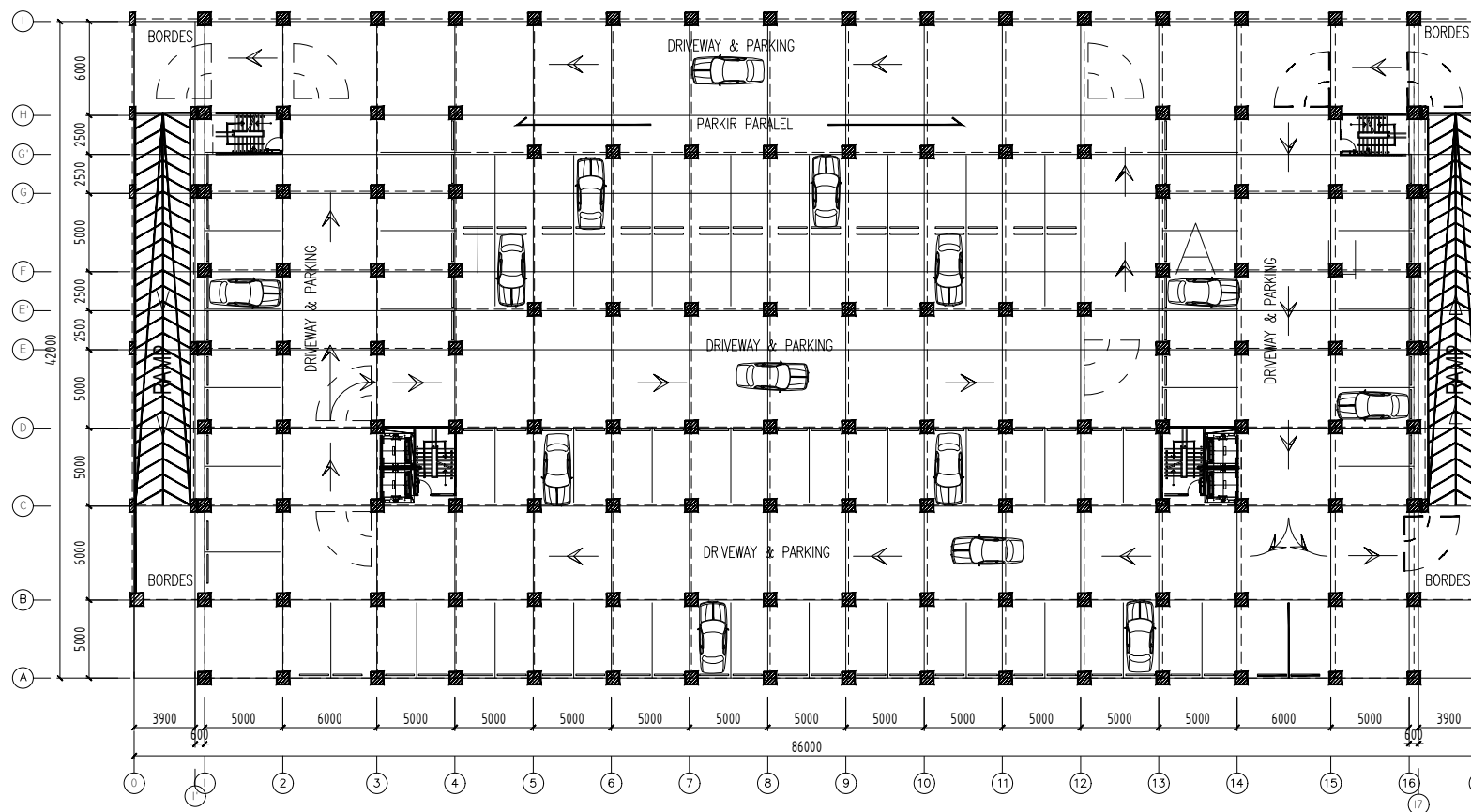
KETERANGAN

NO. LEMBAR

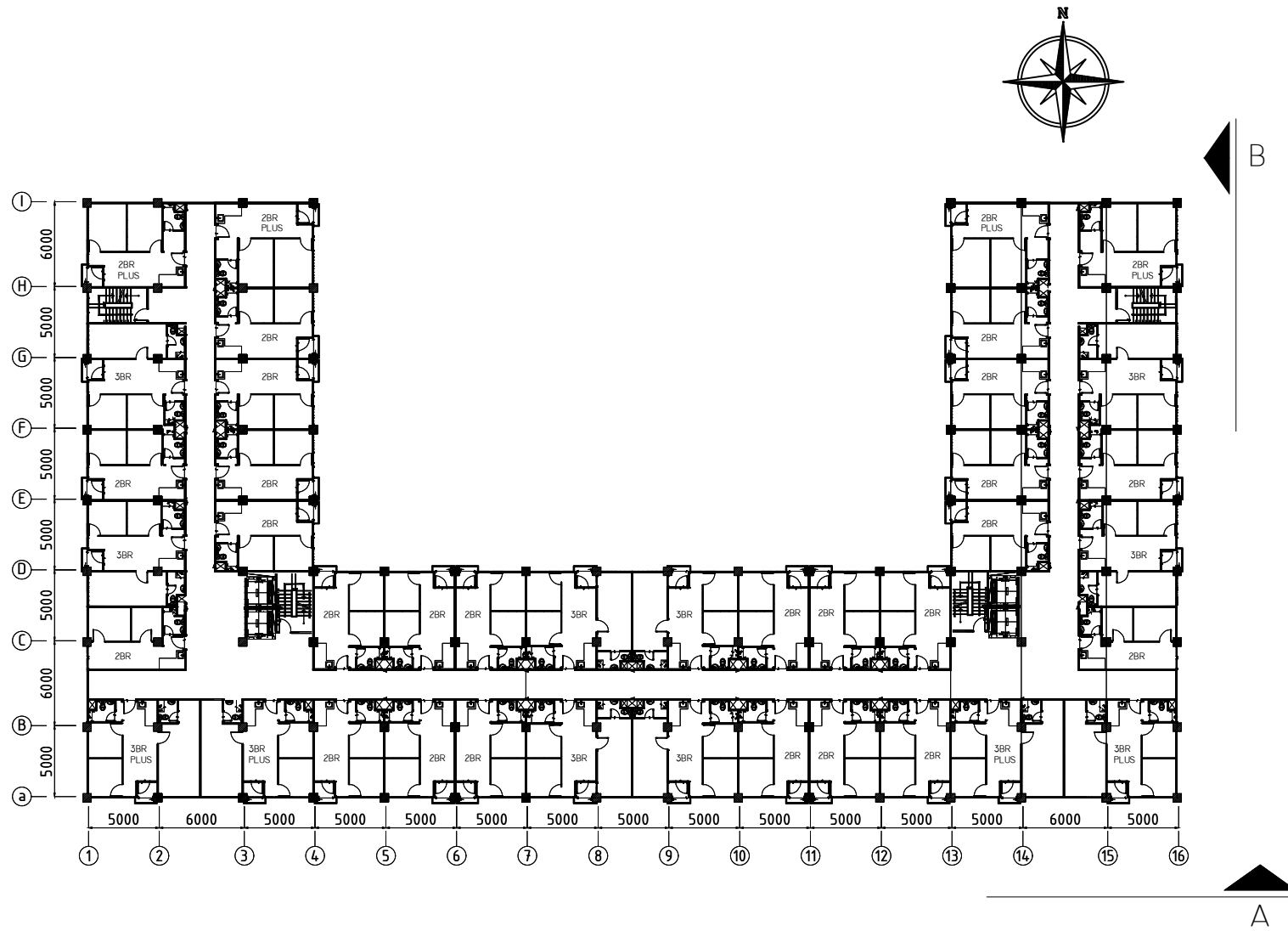
JUMLAH
LEMBAR

A1.1

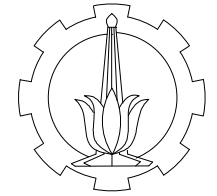
42



DENAH LANTAI BASEMENT - P3
SKALA 1 : 450



DENAH LANTAI TYPICAL 1-20
 SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
 PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
 BAJA KOMPOSIT CONCRETE
 FILLED TUBE DAN
 ECCENTRICALLY BRACED FRAME
 DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
 DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH LT. TYPICAL 1-20

1:450

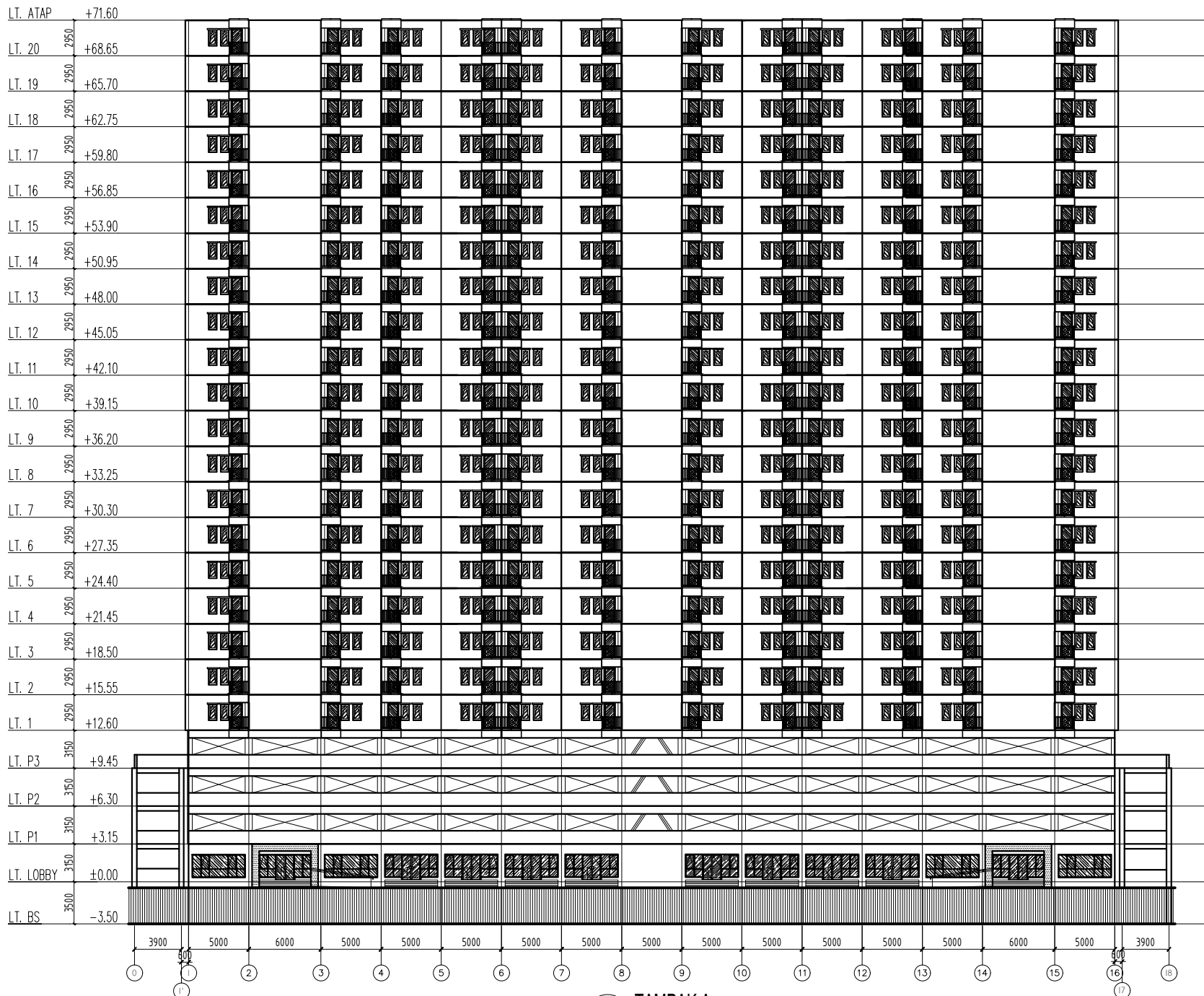
KETERANGAN

NO. LEMBAR

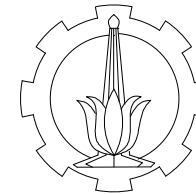
JUMLAH
 LEMBAR

A1.2

42



1
ST
TAMPAK A
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

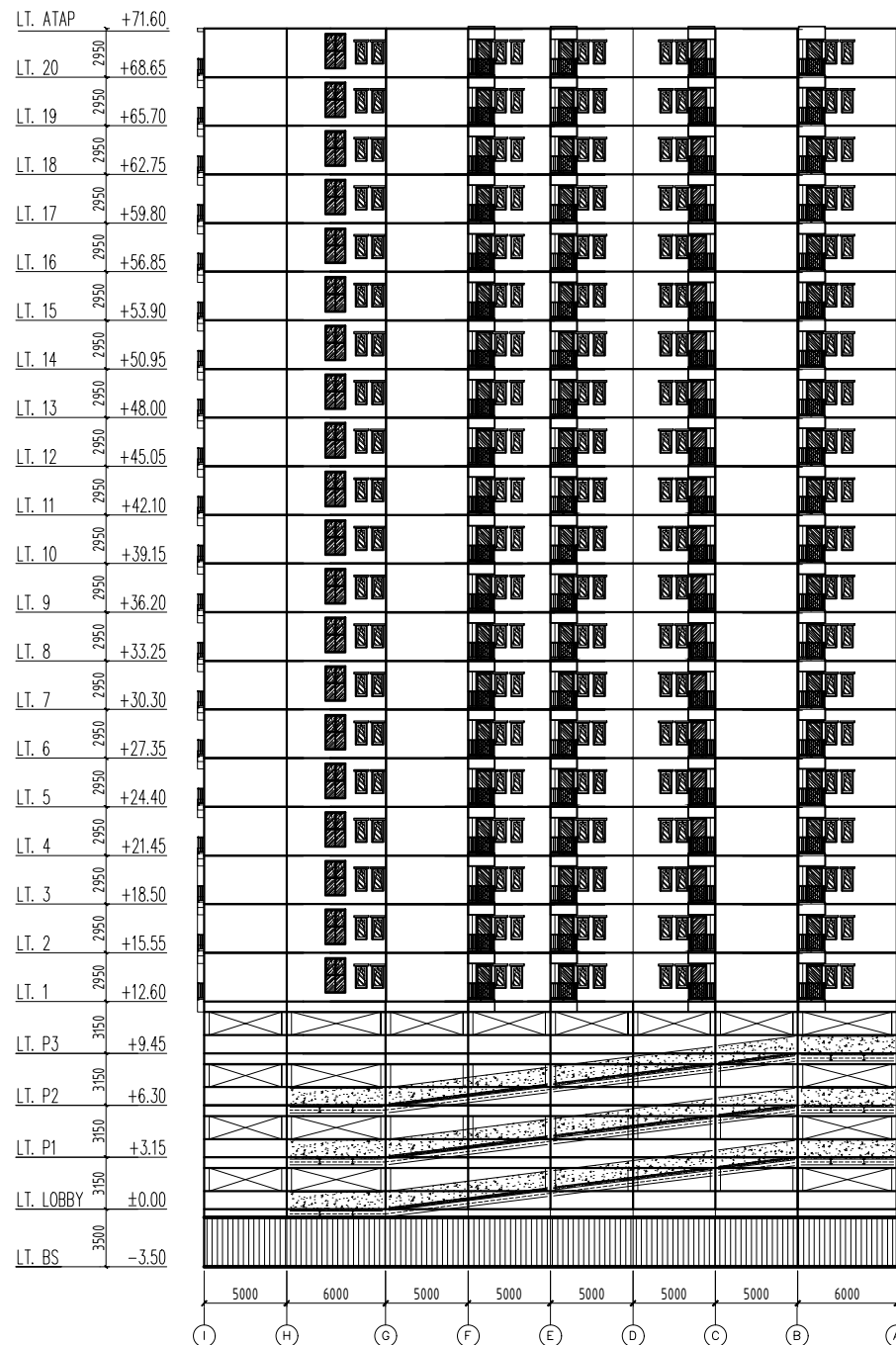
03111440000055

JUDUL GAMBAR SKALA

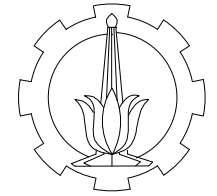
TAMPAK A 1:450

KETERANGAN

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
A2.2	42



I
ST
TAMPAK B
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

TAMPAK B

1:450

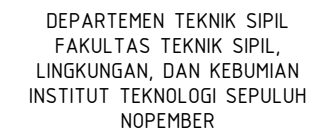
KETERANGAN

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

A2.3

42



PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

APARTEMEN PUNCAK CBD

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

JESSICA MARTHA CLAUDIA

03111440000055

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK-KOLOM
LT. LOBBY

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
COLUMN, BEAM, SLAB = $f_c' 40 \text{ MPa}$

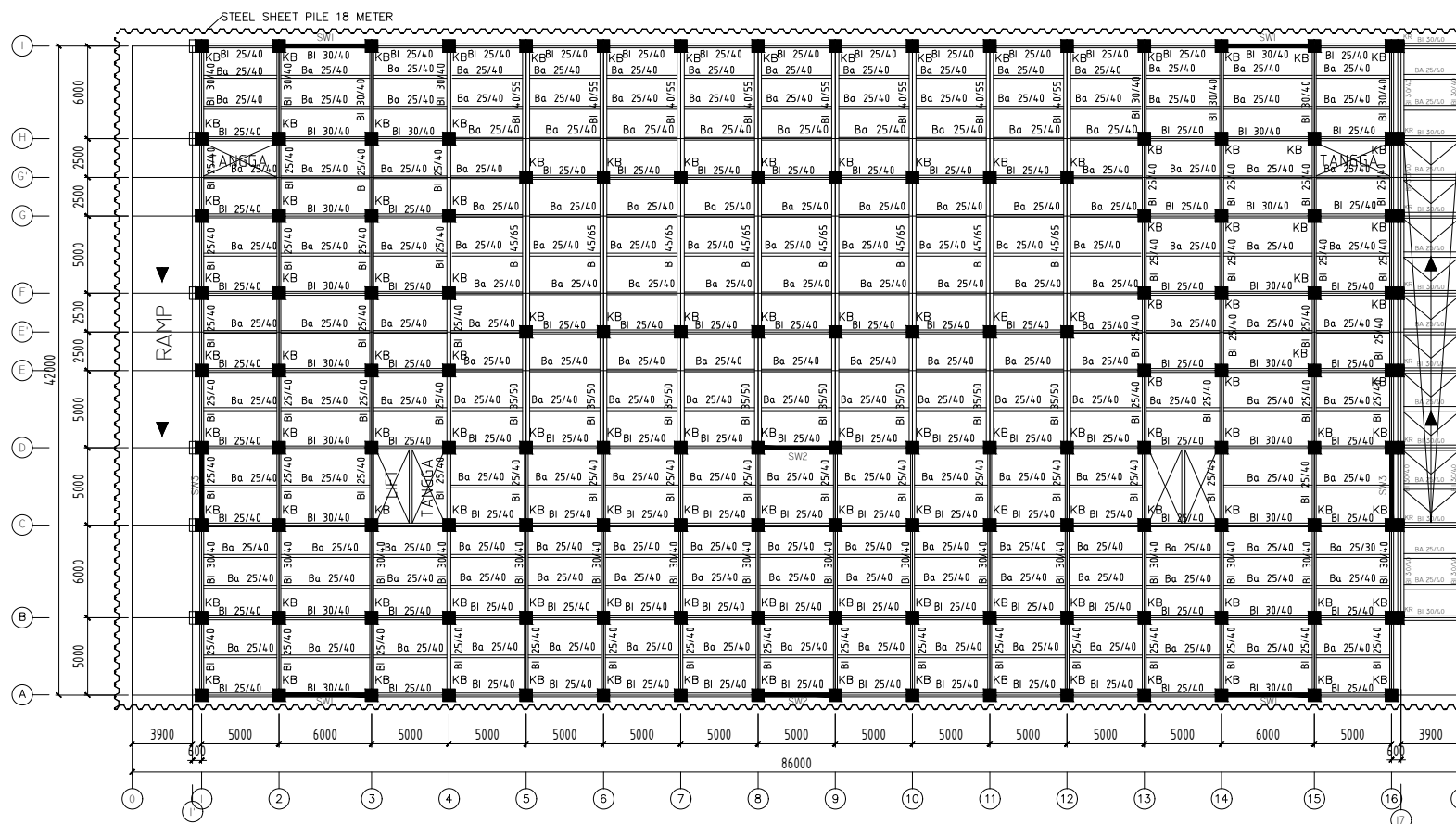
STEEL REBAR:
 $F_y = 420 \text{ MPa}$ (Deformed)
 $D > D13, D16, D19, D22, D25, D32$
 $F_y = 380 \text{ MPa}$ (Plain)
 $D \leq D10, D8$

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

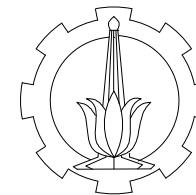
S1.1

42




DENAH BALOK-KOLOM LT. LOBBY
 SKALA 1 : 450

$$\begin{aligned} \text{KB} &= 1000 \times 1000 \\ \text{KR} &= 400 \times 800 \end{aligned}$$



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH BALOK-KOLOM
LT. P1-P3

1:450

KETERANGAN

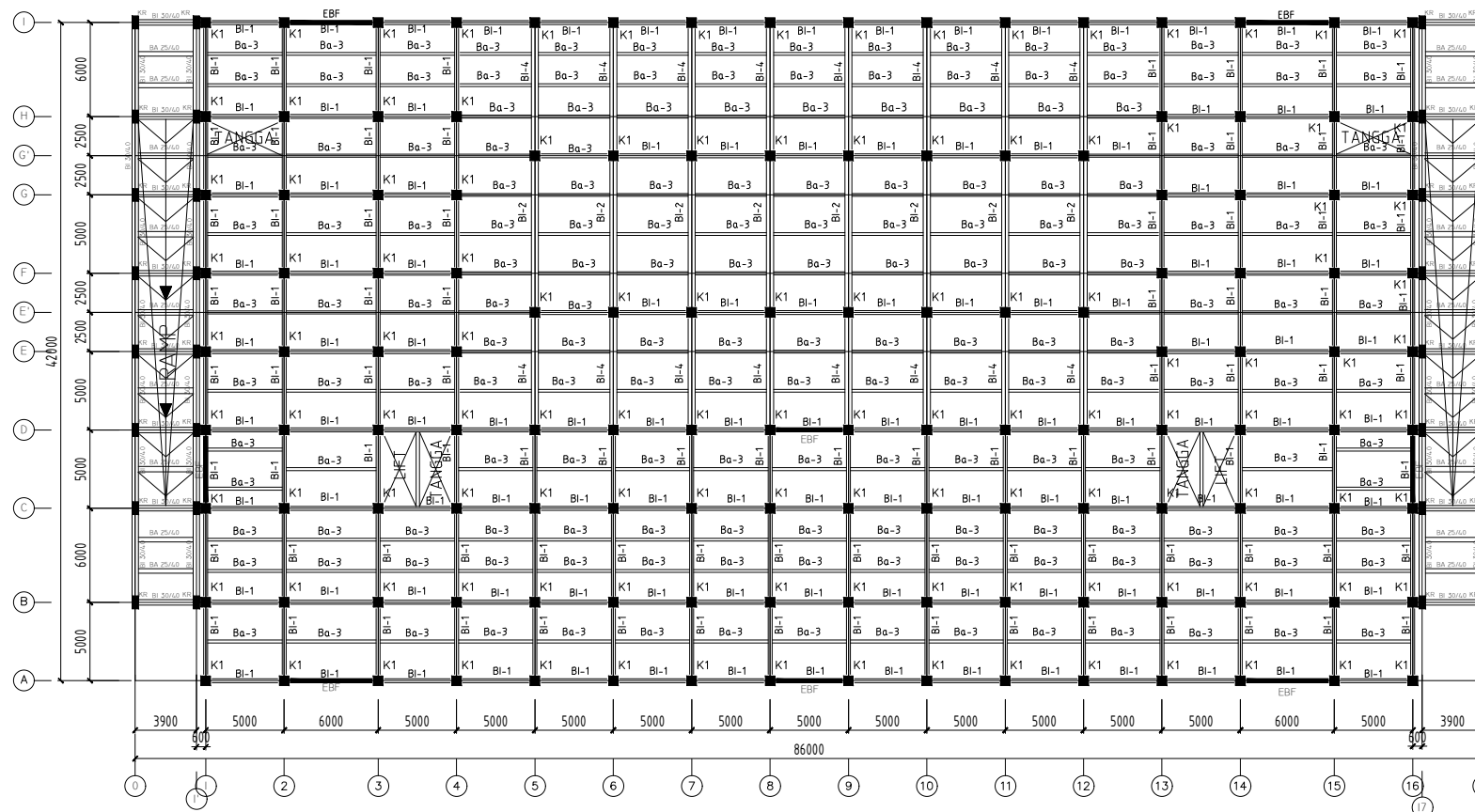
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN, BEAM, SLAB = $F_c' 40 \text{ MPa}$
STEEL DECK SLAB = $F_c' 30 \text{ MPa}$
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

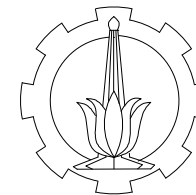
S1.2

42



DENAH BALOK-KOLOM LT. P1-P3
SKALA 1 : 450

K1 = CFT 600X600X25
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-2 = WF 500X200X10X16
BI-4 = WF 450X200X9X14
Ba-3 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14
BJ-41



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMAH
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH BALOK-KOLOM
LT. TYPICAL 1-20

1:450

KETERANGAN

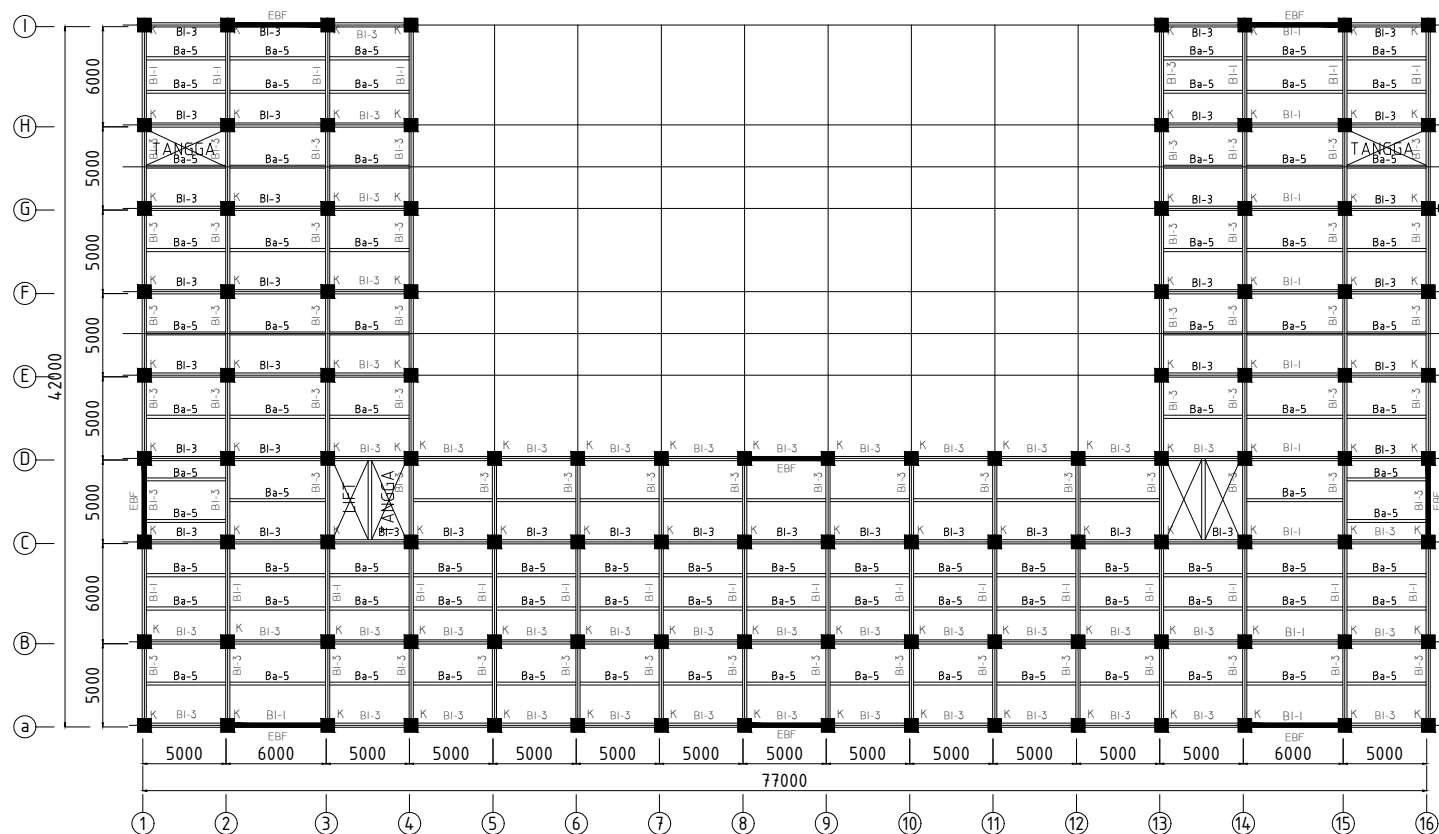
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN, BEAM, SLAB = $F_c' 40 \text{ MPa}$
STEEL DECK SLAB = $F_c' 30 \text{ MPa}$
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S1.3

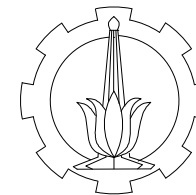
42



DENAH BALOK-KOLOM LT. TYPICAL 1-20

SKALA 1 : 450

KETERANGAN PROFIL
KB = 1000X1000
KR = 400X800
K1 = CFT 600X600X25
K2 = CFT 500X500X16
K3 = CFT 400X400X12
K4 = CFT 350X350X12
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-3 = WF 500X300X11X18
BI-5 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH BALOK-KOLOM
LT. ATAP

1:450

KETERANGAN

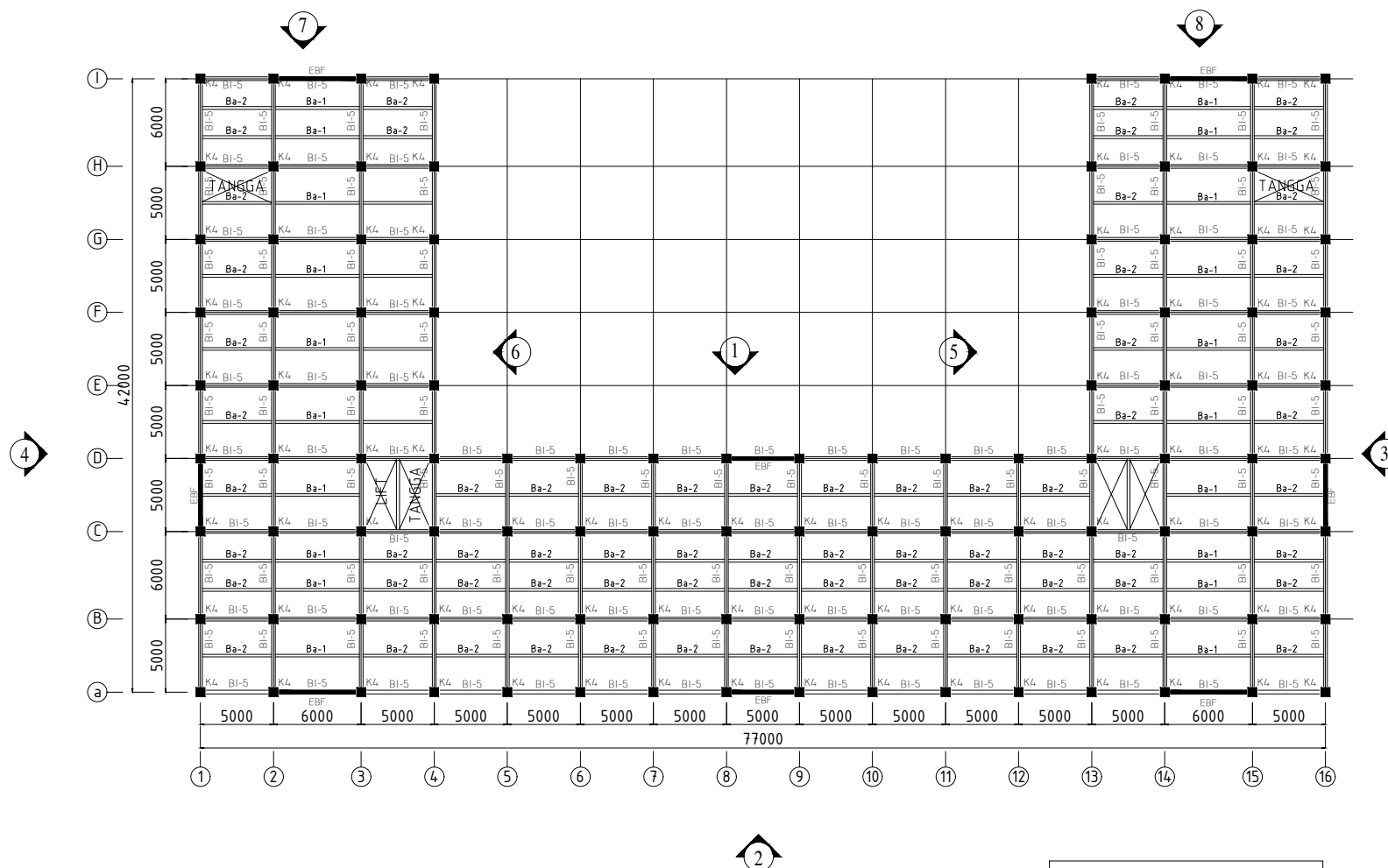
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN, BEAM, SLAB = Fc' 40 MPa
STEEL DECK SLAB = Fc' 30 MPa
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

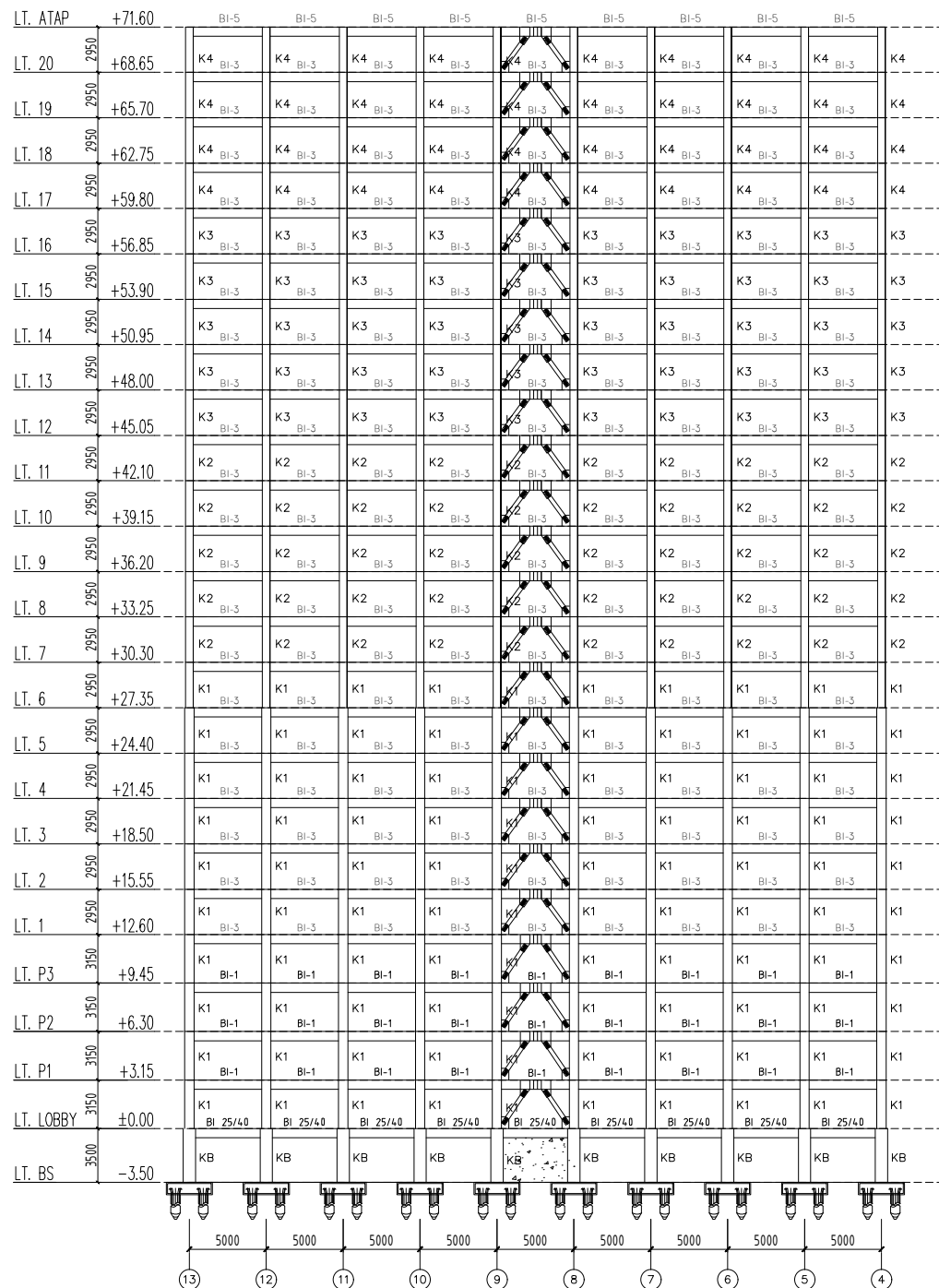
S1.4

42



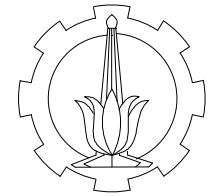
1
ST
DENAH BALOK-KOLOM LT. ATAP
SKALA 1 : 400

KETERANGAN PROFIL
K4 = CFT 350X350X12
BI-5 = WF 350X175X7X11
Ba-1 = WF 300X150X6,5X9
Ba-2 = WF 250X125X6X9
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14



1
ST
POTONGAN 1
SKALA 1 : 450

KETERANGAN PROFIL
 KB = 1000X1000
 KR = 400X800
 K1 = CFT 600X600X25
 K2 = CFT 500X500X16
 K3 = CFT 400X400X12
 K4 = CFT 350X350X12
 BI-1 = WF 600X200X11X17
 BI-3 = WF 500X300X11X18
 BI-5 = WF 350X175X7X11
 EBF = DOUBLE C 260X90X10X14



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
 PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
 BAJA KOMPOSIT CONCRETE
 FILLED TUBE DAN
 ECCENTRICALLY BRACED FRAME
 DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
 DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN 1

1:450

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
 CONCRETE
 COLUMN, BEAM, SLAB = $F_c' 40 \text{ MPa}$
 STEEL DECK SLAB = $F_c' 30 \text{ MPa}$

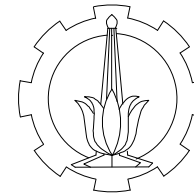
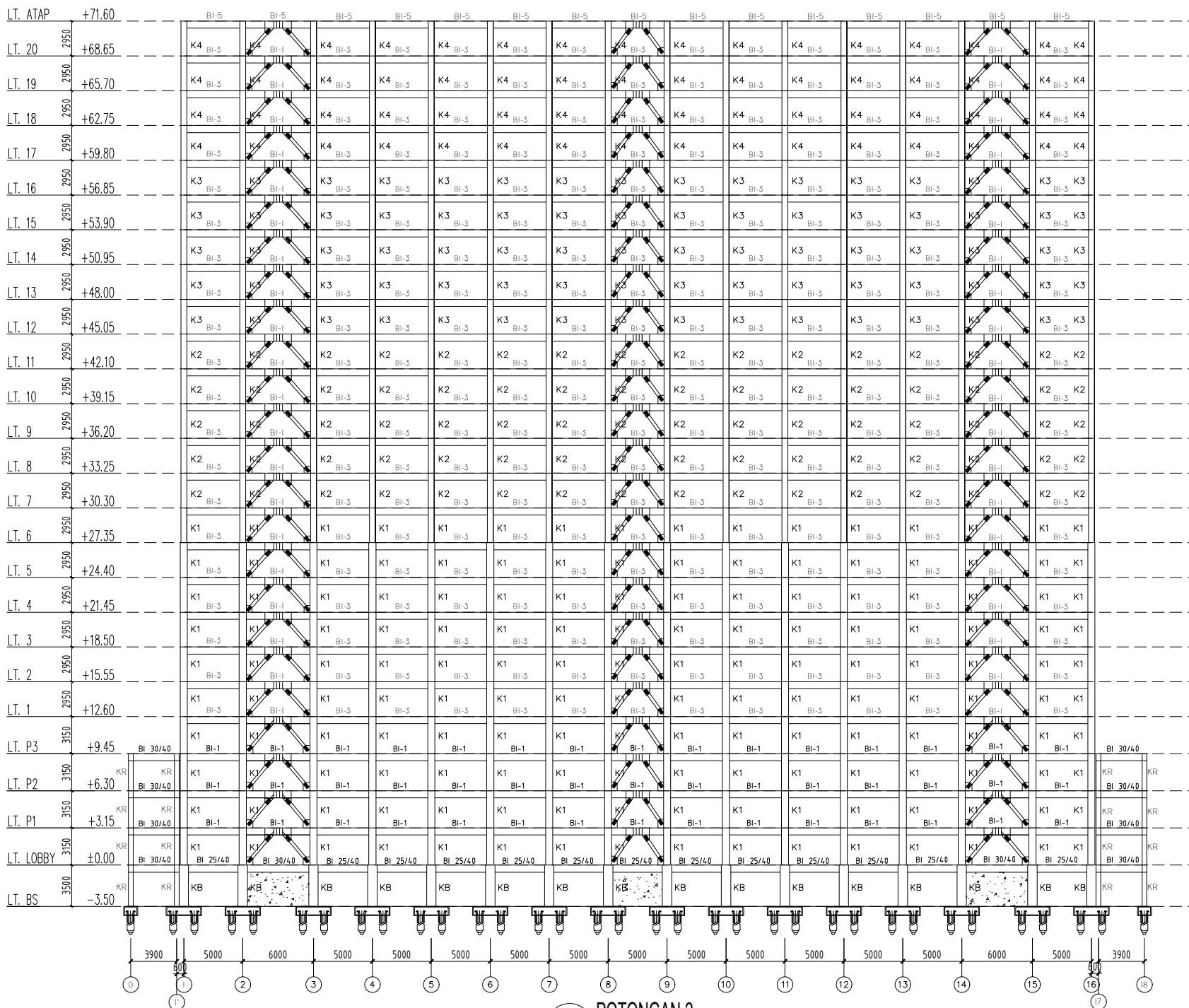
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

JUMLAH
 LEMBAR

S2.1

42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN 2

1:450

KETERANGAN

K1 = CFT 600X600X25
K2 = CFT 500X500X16
K3 = CFT 400X400X12
K4 = CFT 350X350X12
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-3 = WF 500X300X11X18
BI-5 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14
FC' = 40 MPa; BJ-41

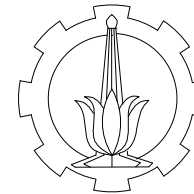
NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S2.2

42

POTONGAN 2
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN 3

POTONGAN 4

1:450

KETERANGAN

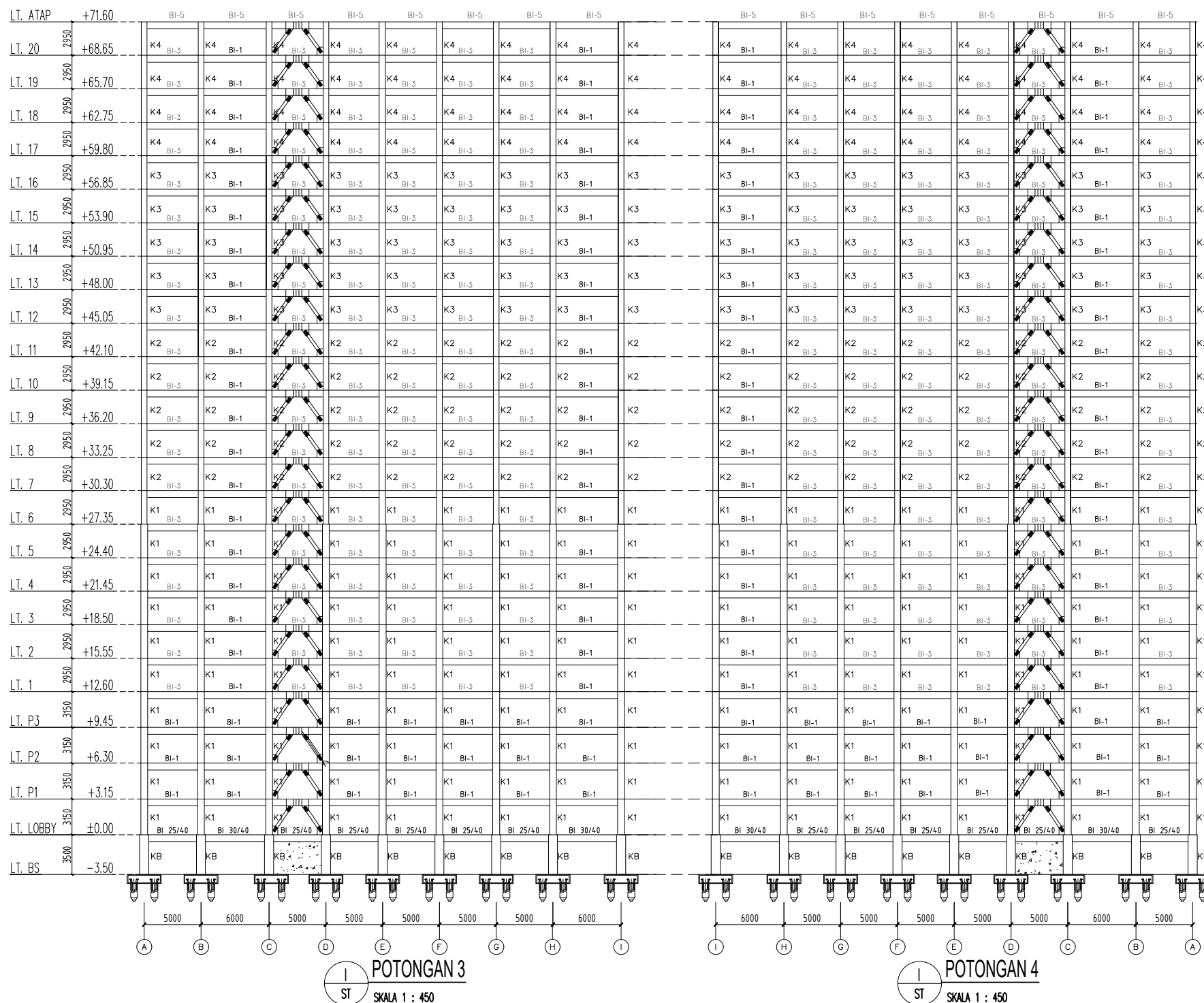
K1 = CFT 600X600X25
K2 = CFT 500X500X16
K3 = CFT 400X400X12
K4 = CFT 350X350X12
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-3 = WF 500X300X11X18
BI-5 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14
FC' = 40 MPa; BJ-41

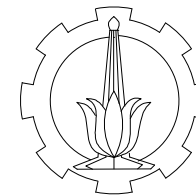
NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S2.3

42





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

POTONGAN 5

POTONGAN 6

KETERANGAN

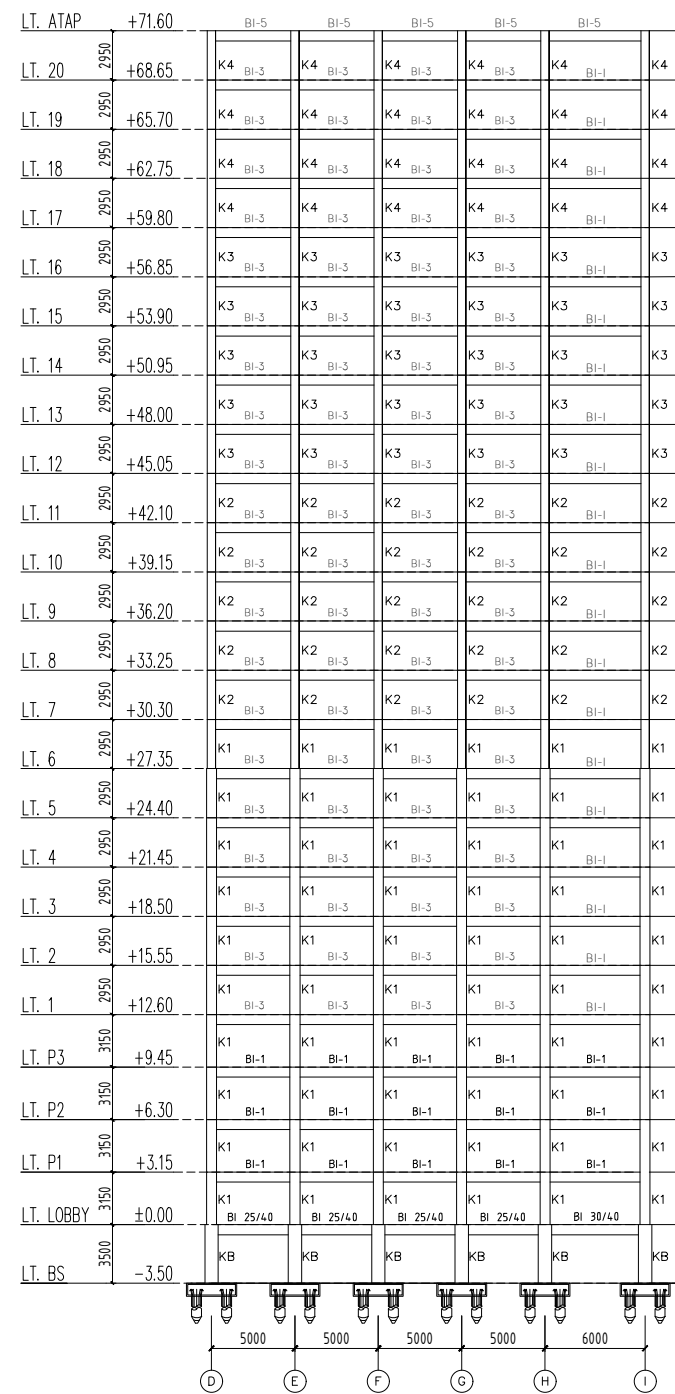
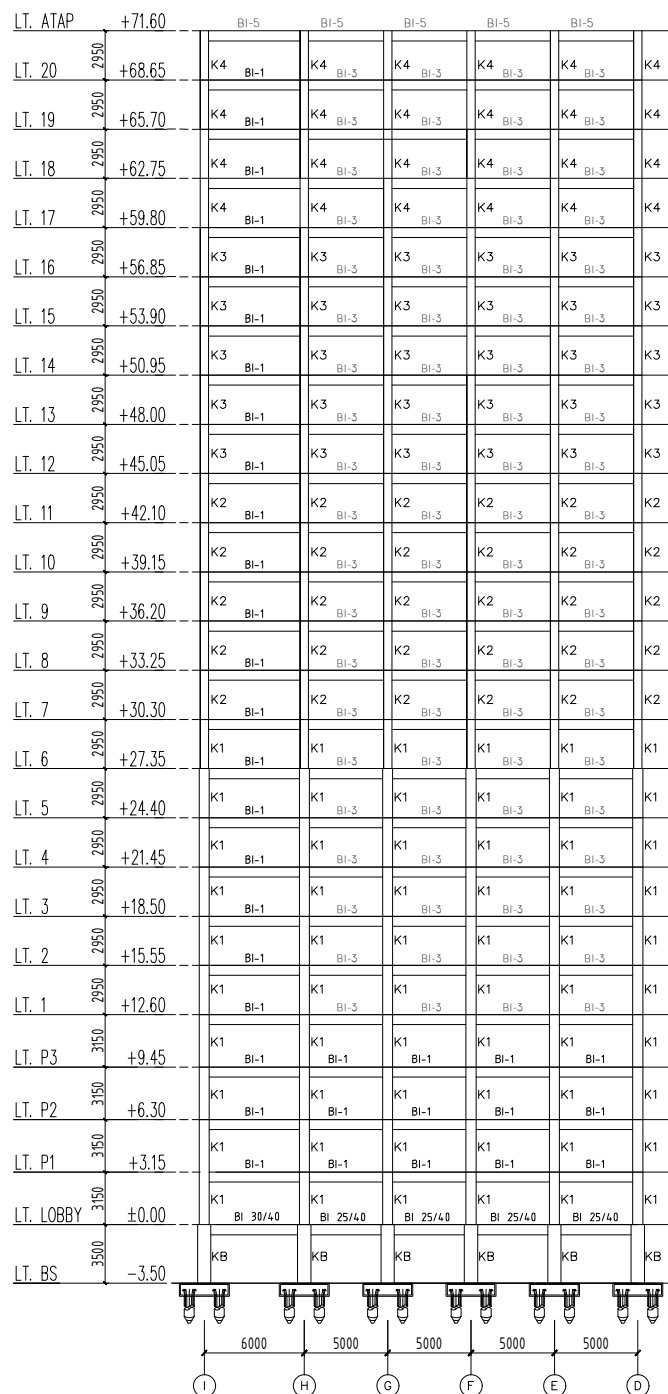
K1 = CFT 600X600X25
K2 = CFT 500X500X16
K3 = CFT 400X400X12
K4 = CFT 350X350X12
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-3 = WF 500X300X11X18
BI-5 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14
FC' = 40 MPa; BJ-41

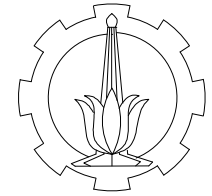
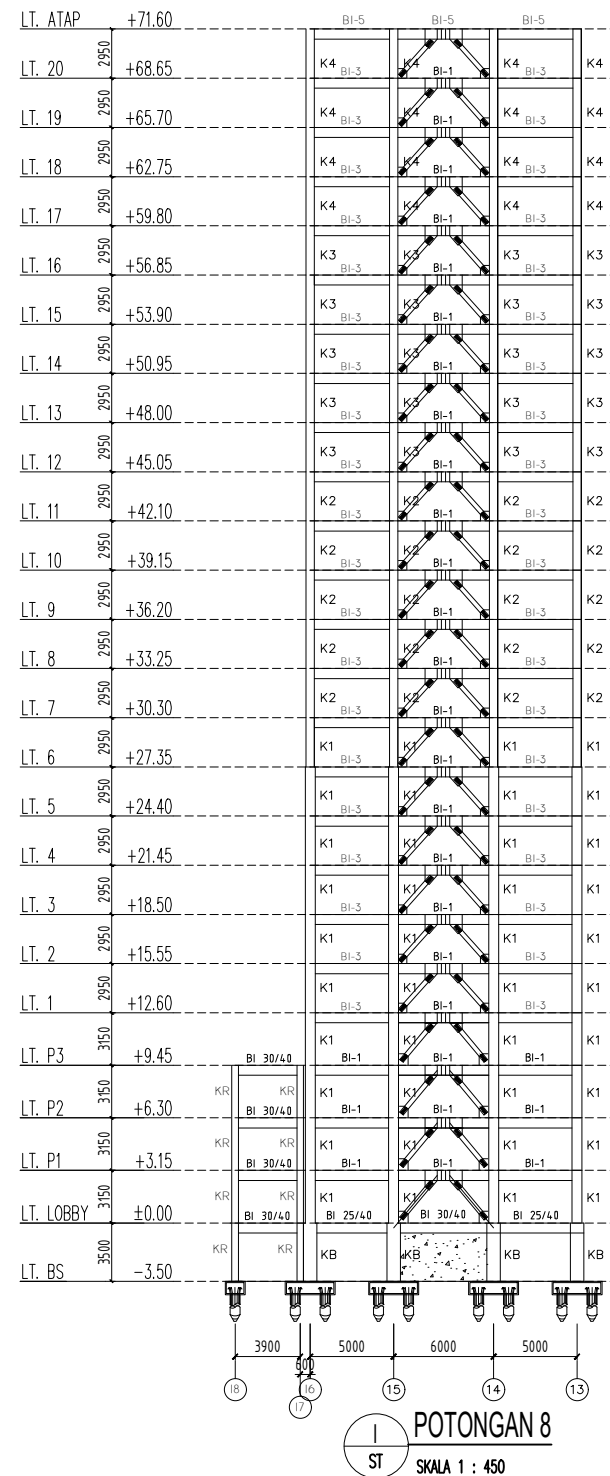
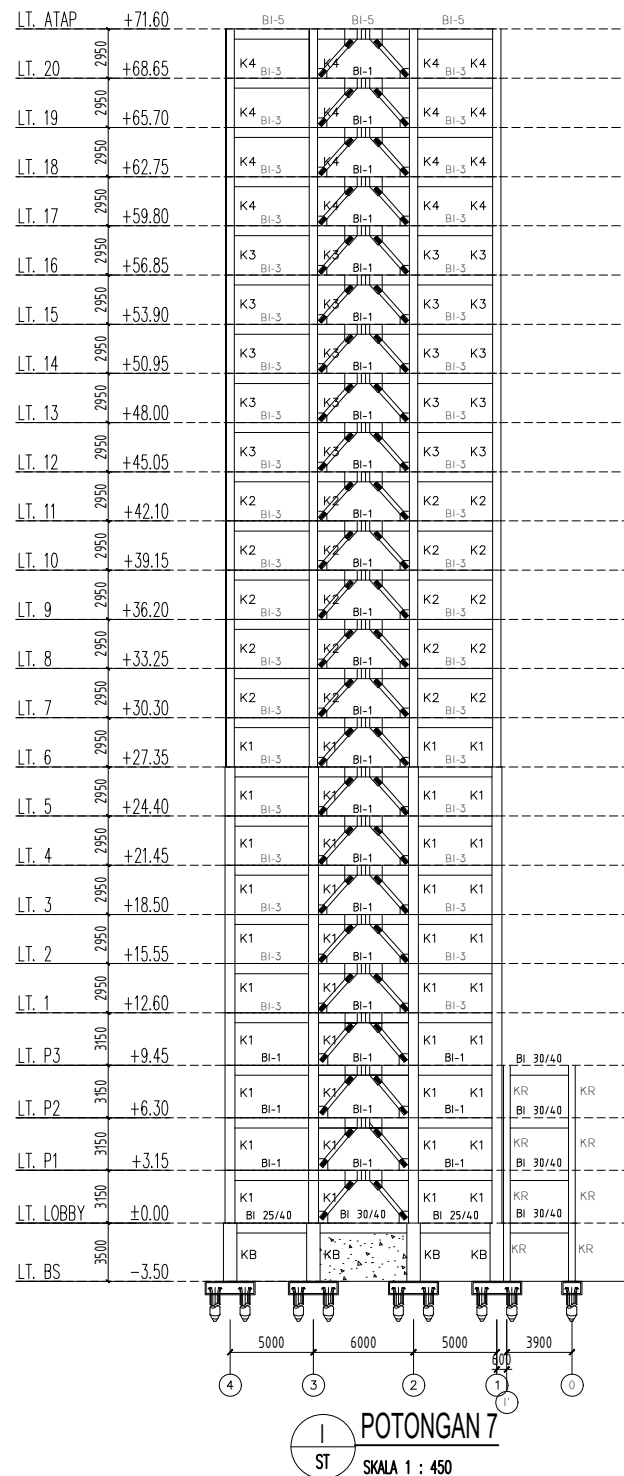
NO. LEMBAR

S2.4

JUMLAH
LEMBAR

42





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN 7

1:450

POTONGAN 8

KETERANGAN

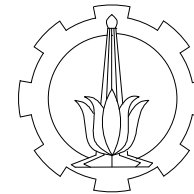
K1 = CFT 600X600X25
K2 = CFT 500X500X16
K3 = CFT 400X400X12
K4 = CFT 350X350X12
BI-1 = WF 600X200X11X17
BI-3 = WF 500X300X11X18
BI-5 = WF 350X175X7X11
EBF = DOUBLE C 260X90X10X14
FC' = 40 MPa; BJ-41

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S2.5

42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PELAT
LT. BASEMENT

1:450

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
SLAB, PILE CAP,
TIE BEAM = $f_c' 40 \text{ MPa}$

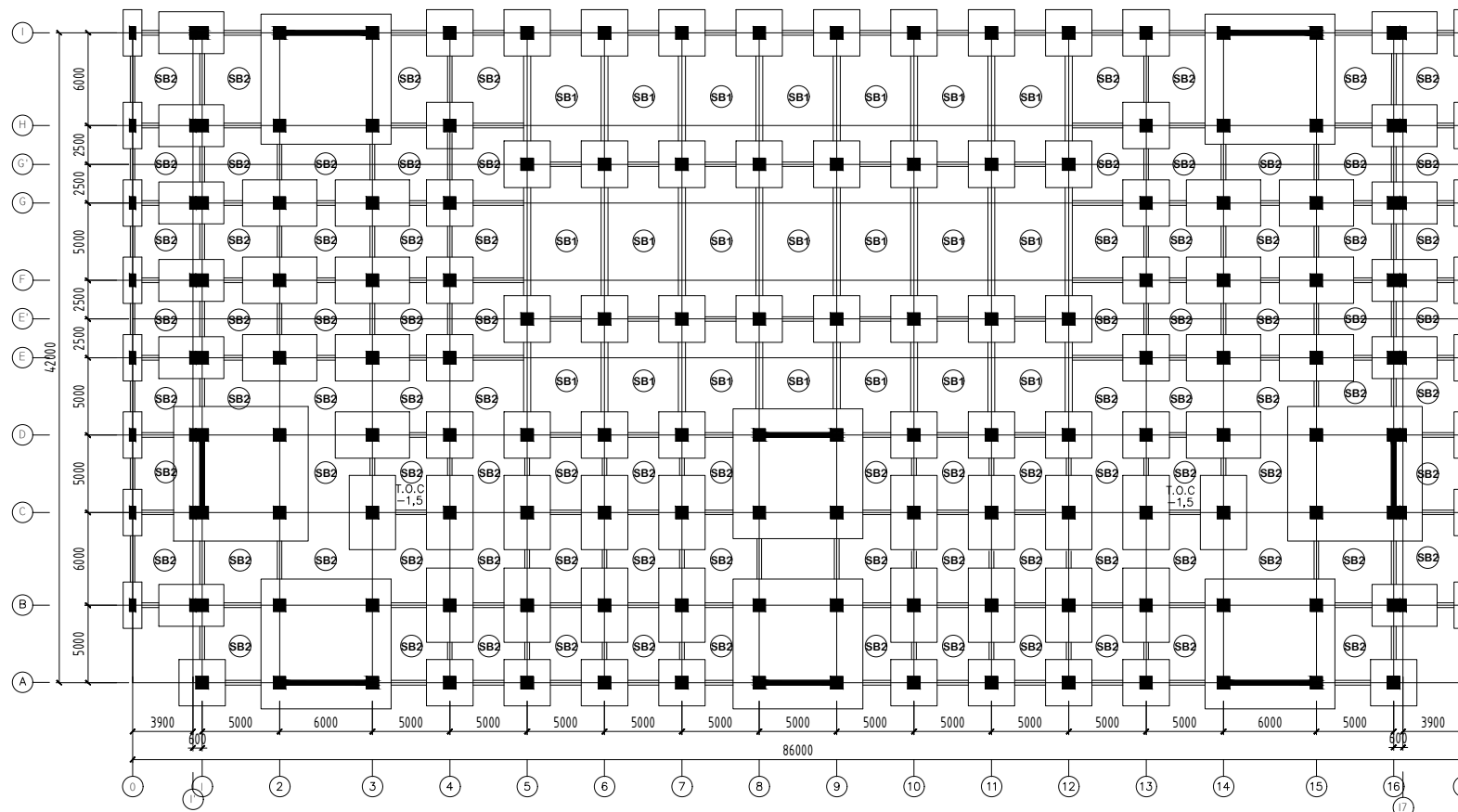
STEEL REBAR:
 $F_y = 420 \text{ MPa}$ (Deformed)
 $D > D13, D16, D19, D22, D25, D32$
 $F_y = 380 \text{ MPa}$ (Plain)
 $D \leq D10, D8$

NO. LEMBAR

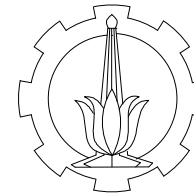
JUMLAH
LEMBAR

S3.1

42



I
ST
DENAH PELAT LT. BASEMENT
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PELAT TIPE
SB1 DAN SB2

1:100

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
SLAB = 40 MPa

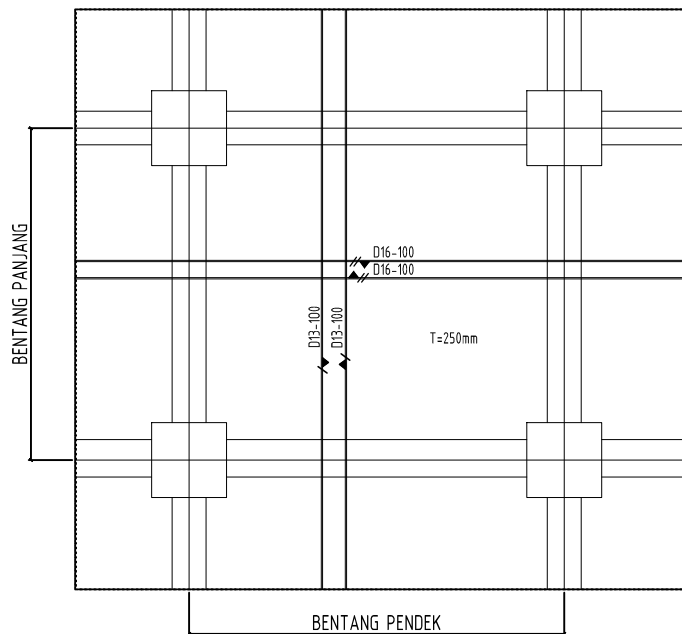
STEEL REBAR:
 $F_y = 420 \text{ MPa}$ (Deformed)
 $D > D13, D16, D19, D22, D25, D32$
 $F_y = 380 \text{ MPa}$ (Plain)
 $D \leq D10, D8$

NO. LEMBAR

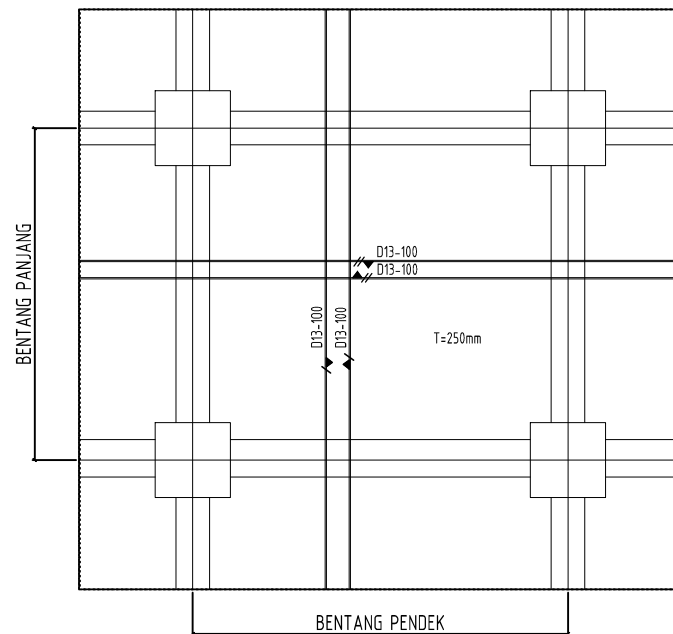
JUMLAH
LEMBAR

S3.2

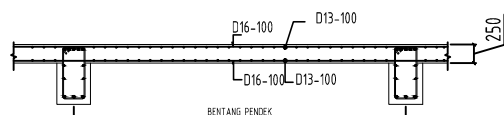
42



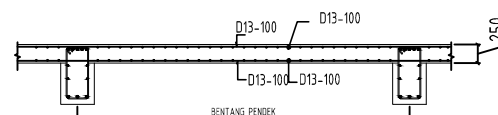
DETAIL PENULANGAN PELAT SB1
SKALA 1 : 100



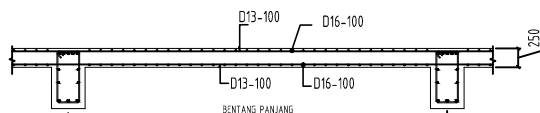
DETAIL PENULANGAN PELAT SB2
SKALA 1 : 100



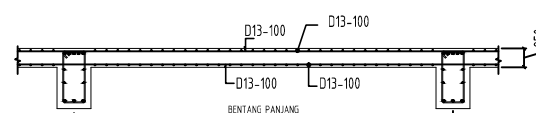
PENULANGAN BENTANG PENDEK PLAT SB1
SKALA 1 : 100



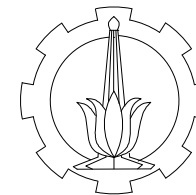
PENULANGAN BENTANG PENDEK PLAT SB2
SKALA 1 : 100



PENULANGAN BENTANG PANJANG PLAT SB1
SKALA 1 : 100



PENULANGAN BENTANG PANJANG PLAT SB2
SKALA 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PELAT
LT. LOBBY

1:450

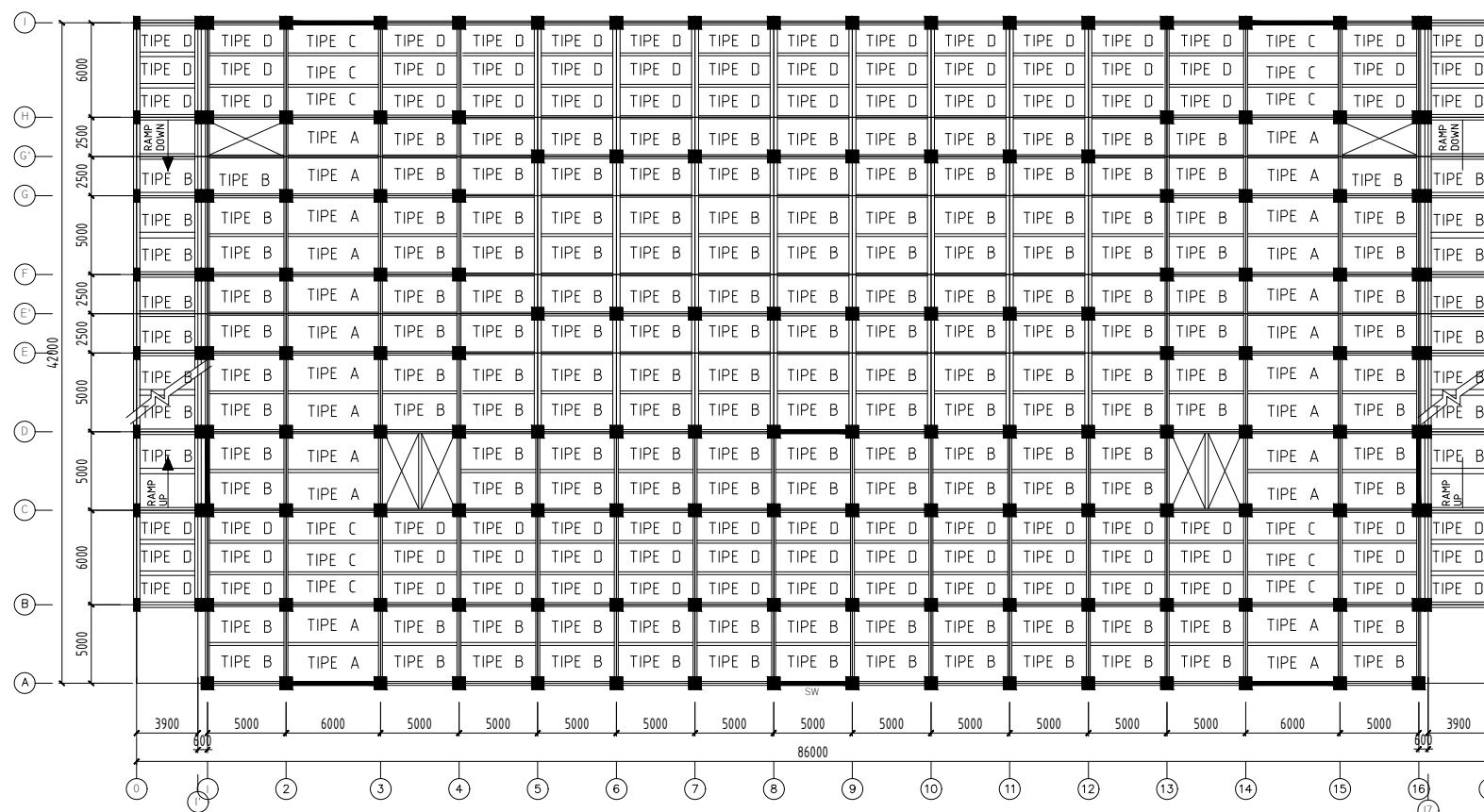
KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
SLAB = 40 MPa

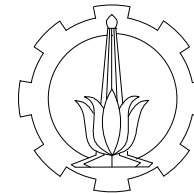
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

S3.3	42
------	----



I
ST
DENAH PELAT LANTAI LOBBY
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PELAT TIPE A

1:50

DETAIL PELAT TIPE B

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

CONCRETE:

SLAB = 40 MPa

STEEL REBAR:

$F_y = 420$ MPa (Deformed)

D> D13, D16, D19, D22, D25, D32

$F_y = 380$ MPa (Plain)

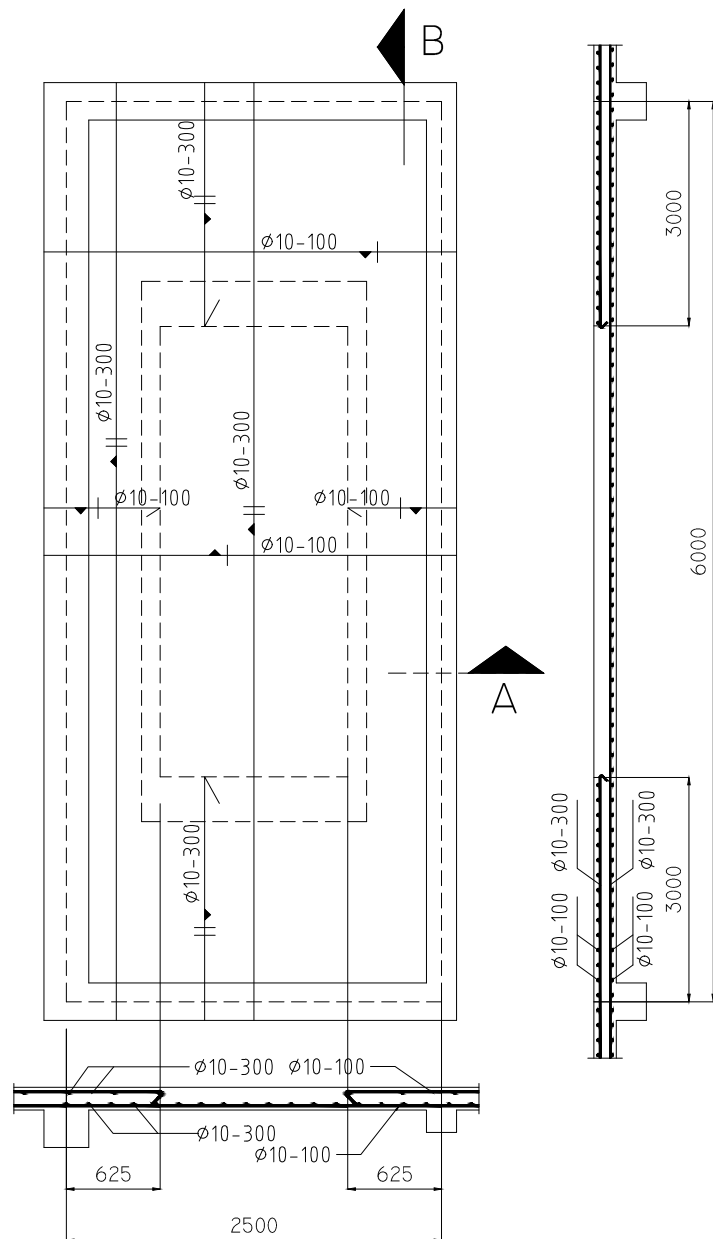
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR

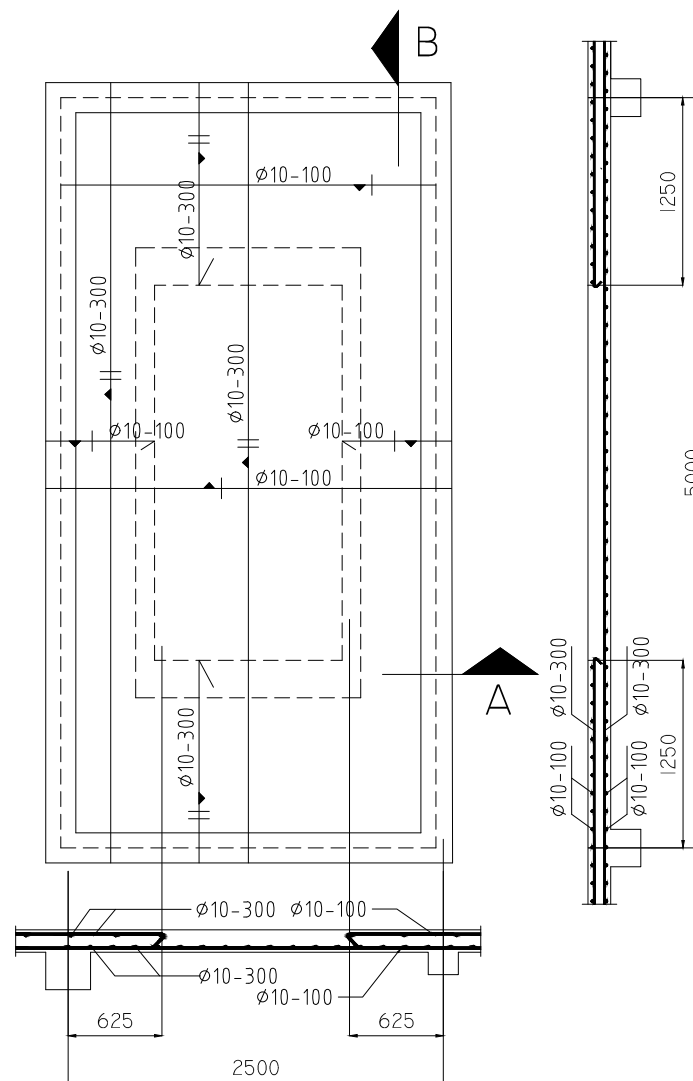
JUMLAH
LEMBAR

S3.4

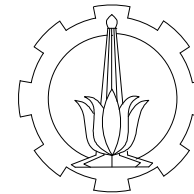
42



DETAIL PELAT TIPE A
ST SKALA 1 : 50



DETAIL PELAT TIPE B
ST SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PELAT TIPE C

1:50

DETAIL PELAT TIPE D

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

CONCRETE:

SLAB = 40 MPa

STEEL REBAR:

Fy = 420 MPa (Deformed)

D> D13, D16, D19, D22, D25, D32

Fy = 380 MPa (Plain)

D ≤ D10, D8

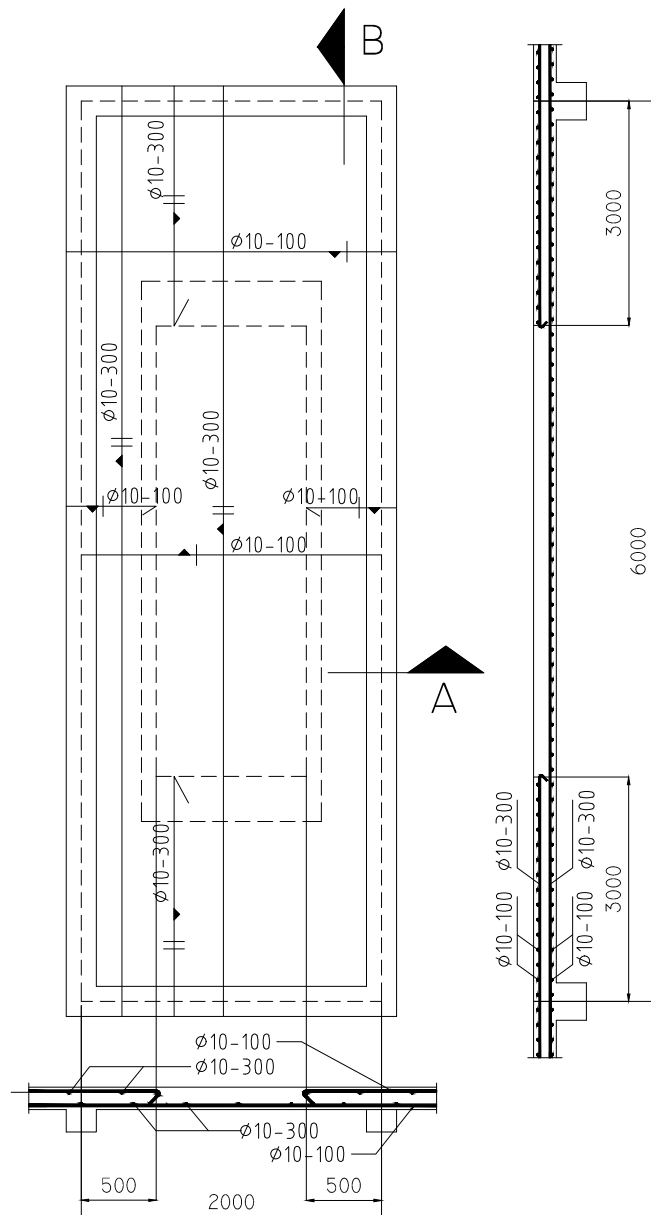
NO. LEMBAR

JUMLAH

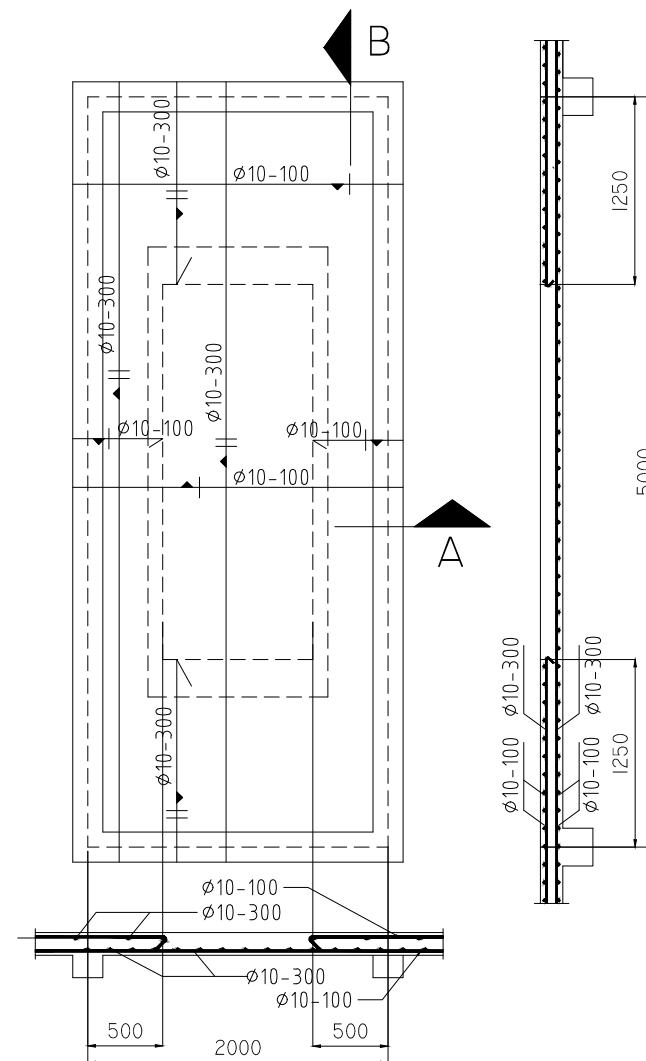
LEMBAR

S3.5

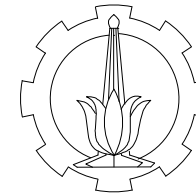
42



DETAIL PELAT TIPE C
SKALA 1 : 50



DETAIL PELAT TIPE D
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR SKALA

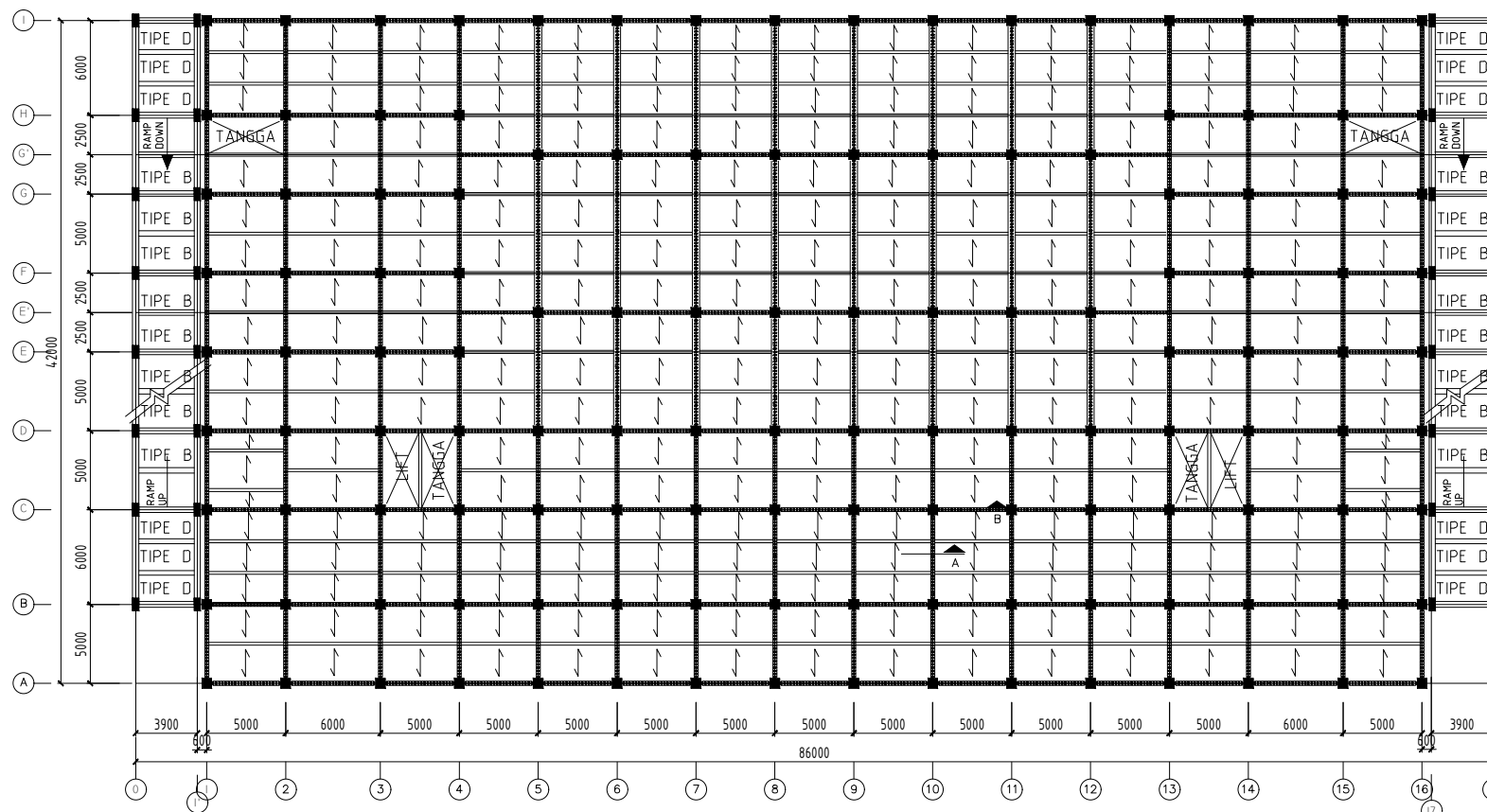
DENAH BONDEK
LT. P1-P3 1:450

KETERANGAN

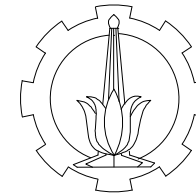
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN = 40 MPa
SLAB = 30 MPa
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR JUMLAH
LEMBAR

S3.6 42



I
ST
DENAH BONDEK LT. P1-P3
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH BONDEK
LT. TYPICAL 1-20

1:450

KETERANGAN

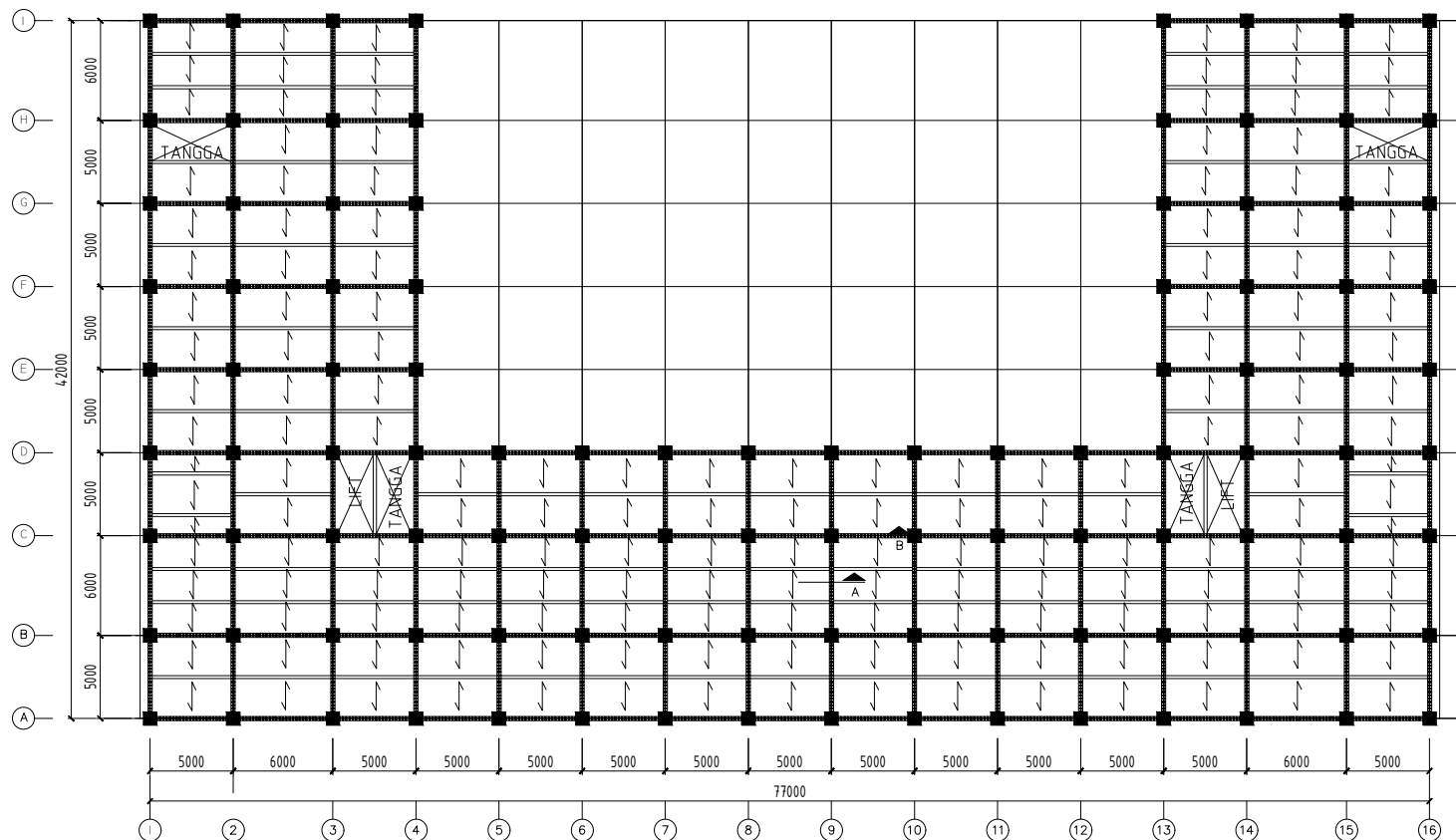
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN = 40 MPa
SLAB = 30 MPa
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

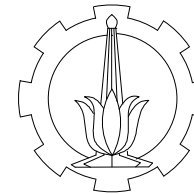
JUMLAH
LEMBAR

S3.7

42



DENAH BONDEK LT. TYPICAL 1-20
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH BONDEK
LT. ATAP

1:450

KETERANGAN

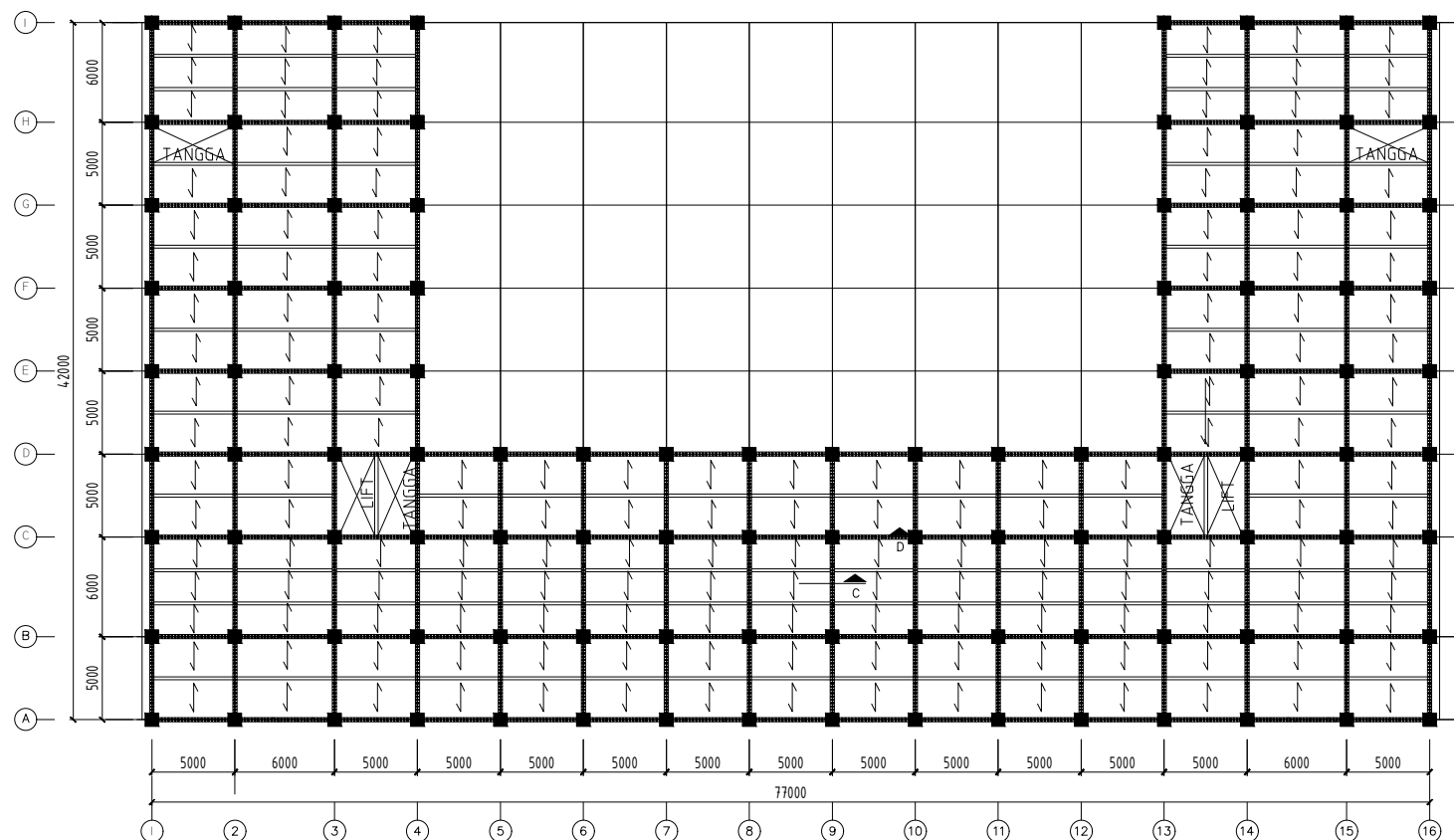
MATERIAL QUALITY
CONCRETE
COLUMN = 40 MPa
SLAB = 30 MPa
STEEL = BJ-41

NO. LEMBAR

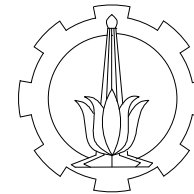
JUMLAH
LEMBAR

S3.8

42



I
ST DENAH BONDEK LT. ATAP
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

DETAIL POTONGAN A

DETAIL POTONGAN B

DETAIL POTONGAN C

DETAIL POTONGAN D

SKALA

1:10

KETERANGAN

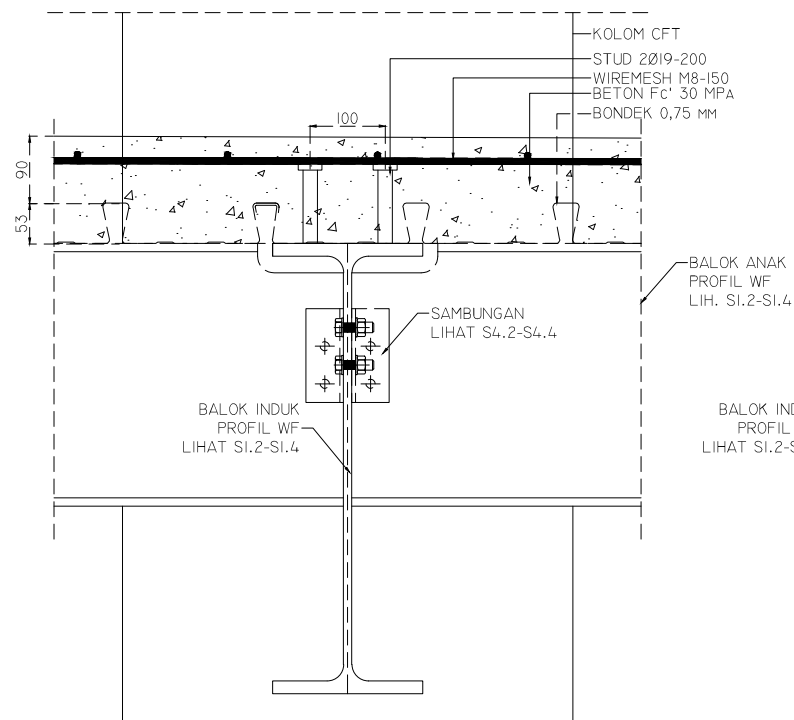
MATERIAL QUALITY
CONCRETE, $f_c' = 40$ MPa
STEEL = BJ-41
BOLT = A325
WELD = F_{E100XX}

NO. LEMBAR

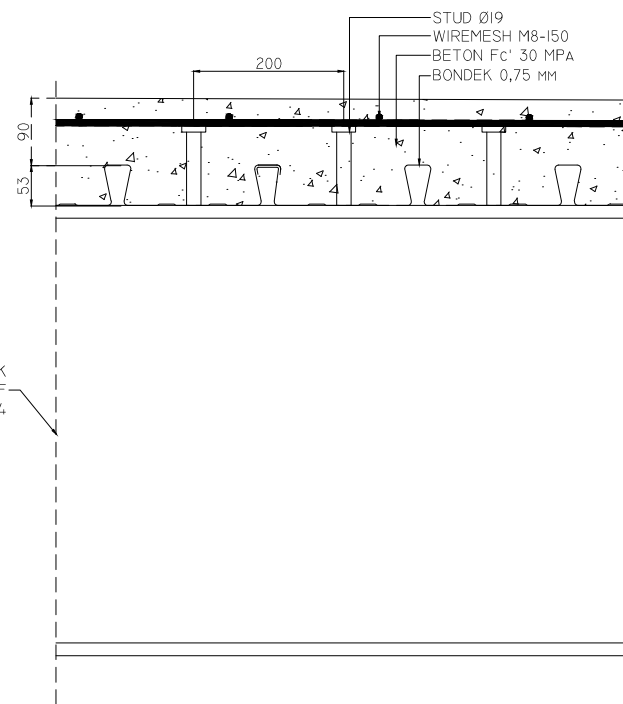
S3.9

JUMLAH
LEMBAR

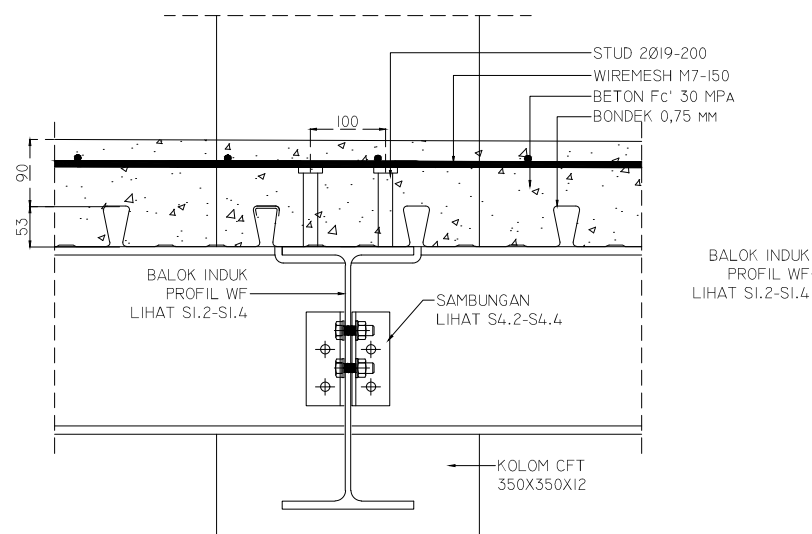
42



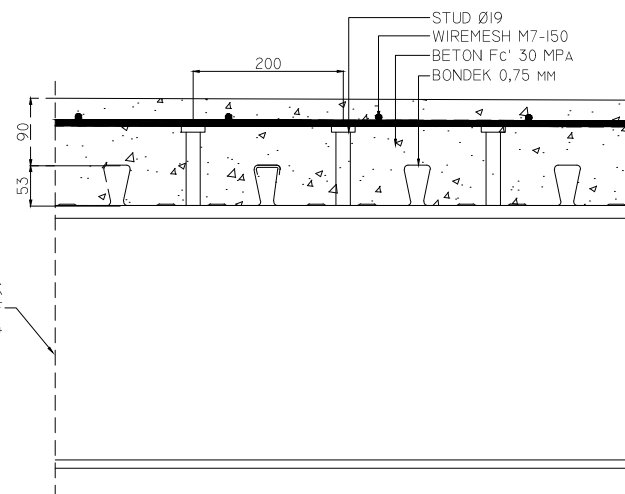
DETAIL POTONGAN A
SKALA 1 : 10



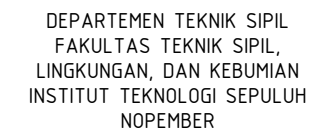
DETAIL POTONGAN B
SKALA 1 : 10



DETAIL POTONGAN C
SKALA 1 : 10



DETAIL POTONGAN D
SKALA 1 : 10



PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

APARTEMEN PUNCAK CBD

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

JESSICA MARTHA CLAUDIA

03111440000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

TAMPAK TANGGA	1:50
---------------	------

DETAIL SAMBUNGAN TANGGA	1:10
----------------------------	------

DETAIL SAMBUNGAN BALOK PENUMPU TANGGA	1:25
--	------

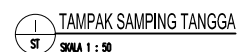
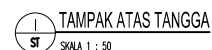
KETERANGAN

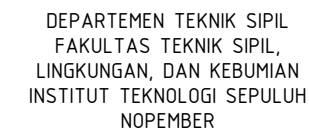
MATERIAL QUALITY

STEEL = BJ-41
BOLT = A325

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

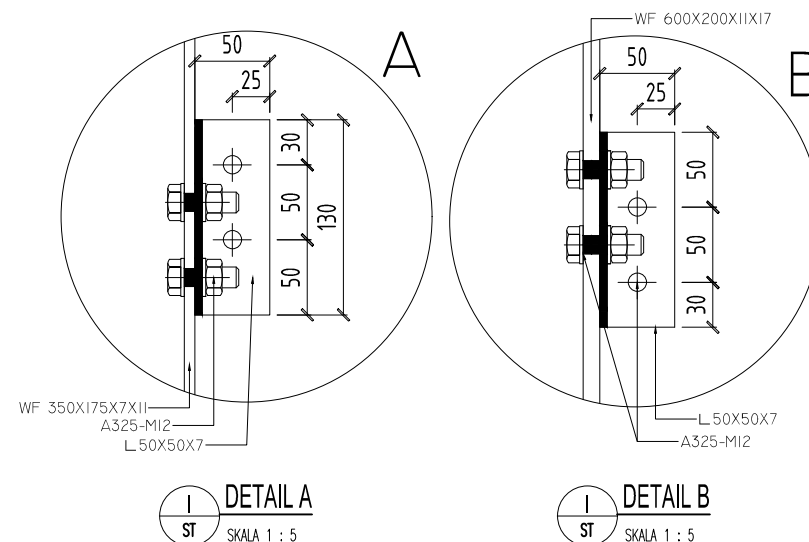
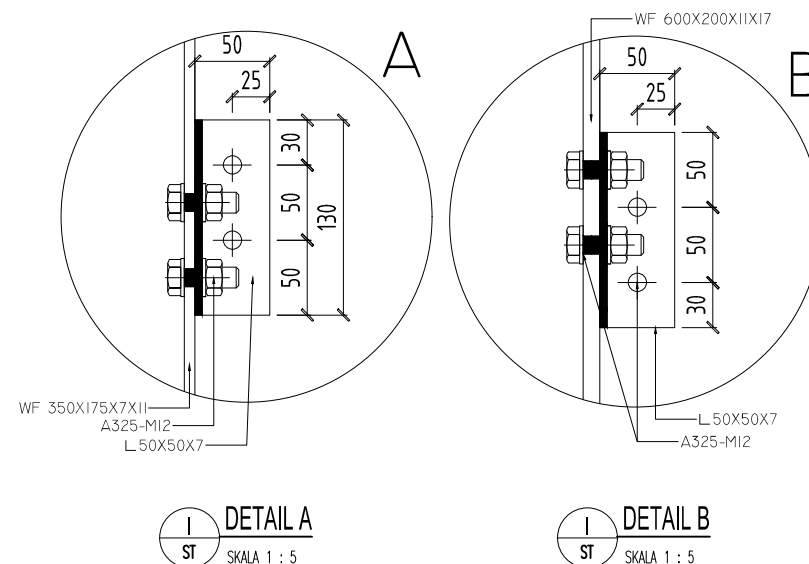
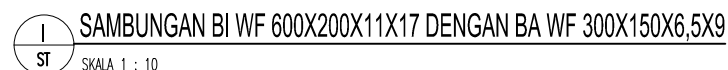
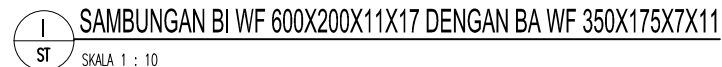
S4.1	42
------	----

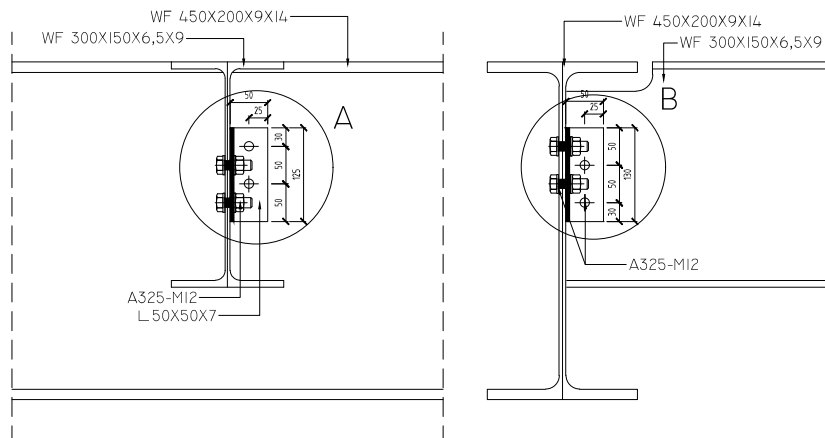




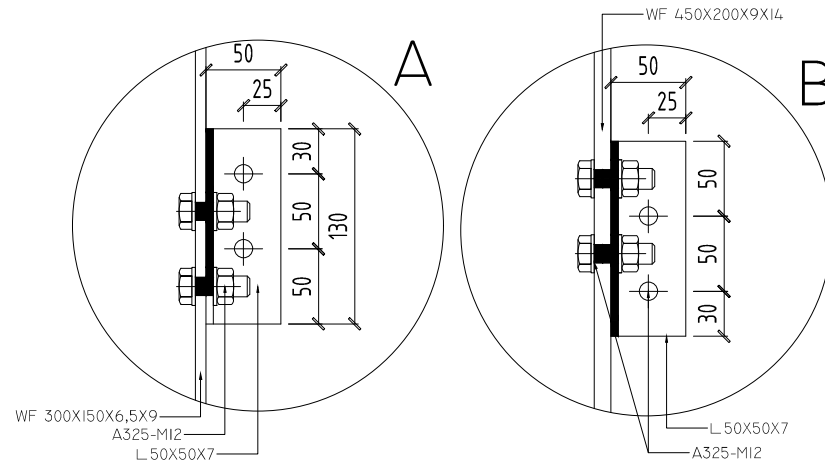
PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

JUMLAH
LEMBAR



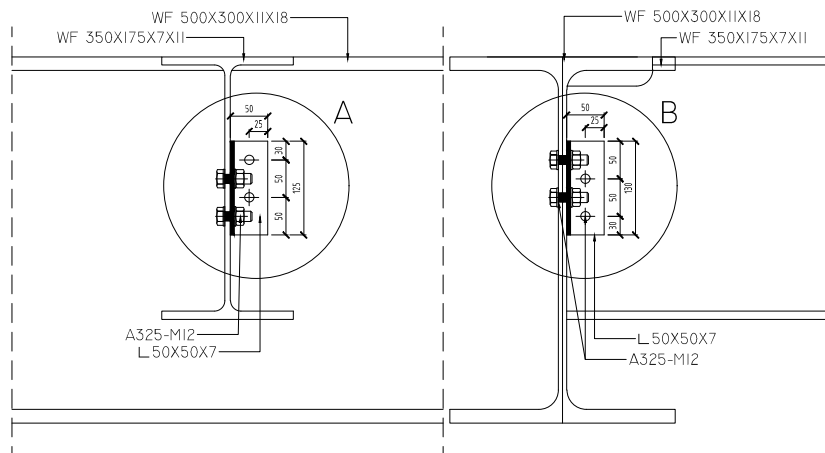


SAMBUNGAN BI WF 450X200X9X14 DENGAN BA WF 300X150X6,5X9
SKALA 1 : 10

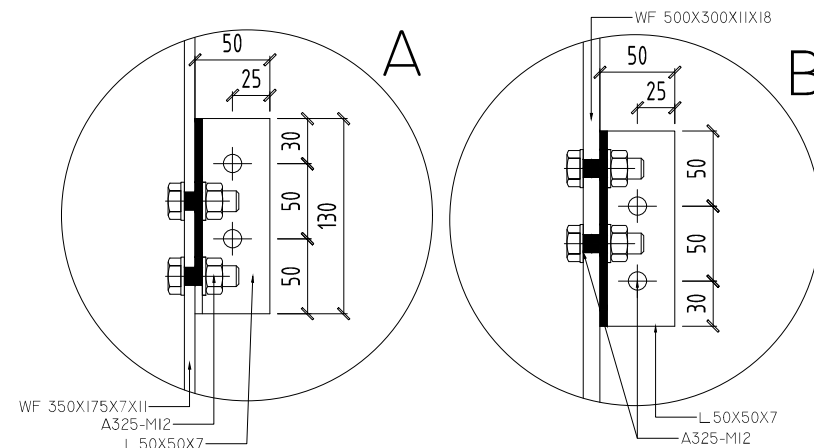


DETAIL A
SKALA 1 : 5

DETAIL B
SKALA 1 : 5

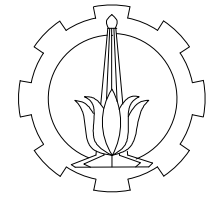


SAMBUNGAN BI WF 500X300X11X18 DENGAN BA WF 350X175X7X11
SKALA 1 : 10



DETAIL A
SKALA 1 : 5

DETAIL B
SKALA 1 : 5



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL SAMBUNGAN BALOK
INDUK DAN BALOK ANAK

1:10
1:5

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

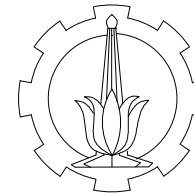
STEEL = BJ-41
BOLT = A325

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S4.3

42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN BALOK
INDUK DAN BALOK ANAK

SKALA

1:10
1:5

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

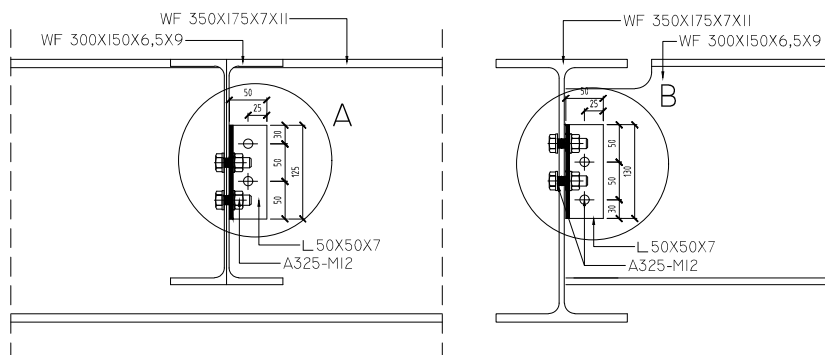
STEEL = BJ-41
BOLT = A325

NO. LEMBAR

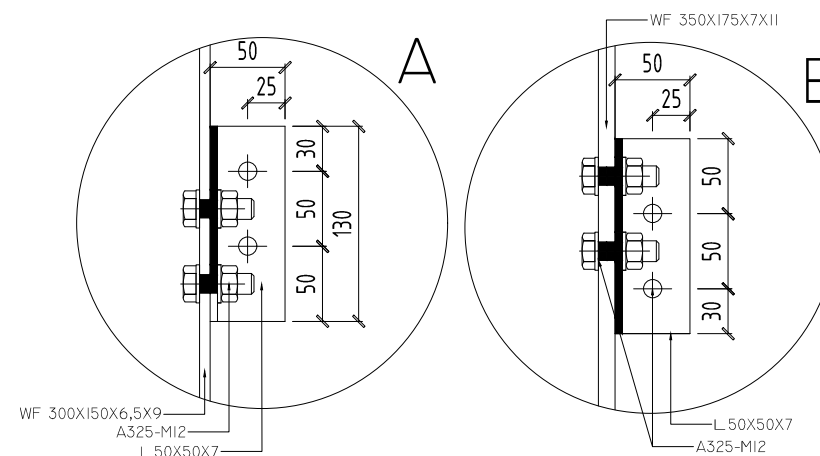
S4.4

JUMLAH
LEMBAR

42

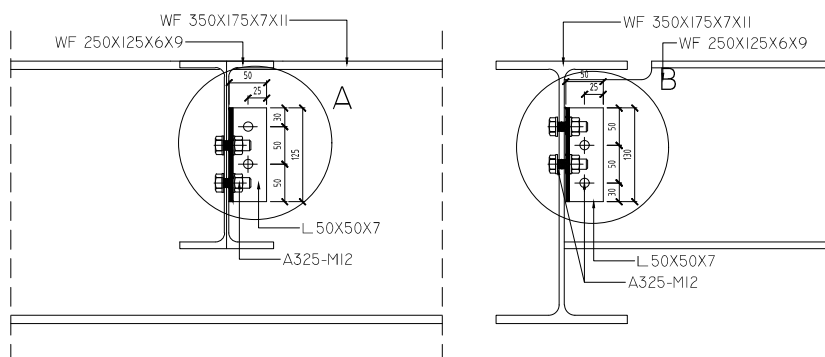


I
ST
SAMBUNGAN BI WF 350X175X7X11 DENGAN BA WF300X150X6,5X9
SKALA 1 : 10

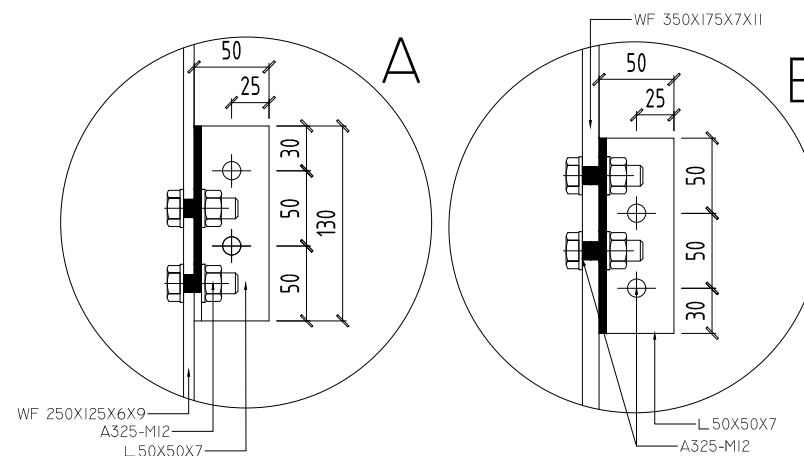


I
ST
DETAIL A
SKALA 1 : 5

I
ST
DETAIL B
SKALA 1 : 5

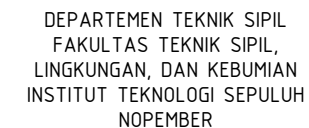


I
ST
SAMBUNGAN BI WF 350X175X7X11 DENGAN BA WF 250X125X6X9
SKALA 1 : 10



I
ST
DETAIL A
SKALA 1 : 5

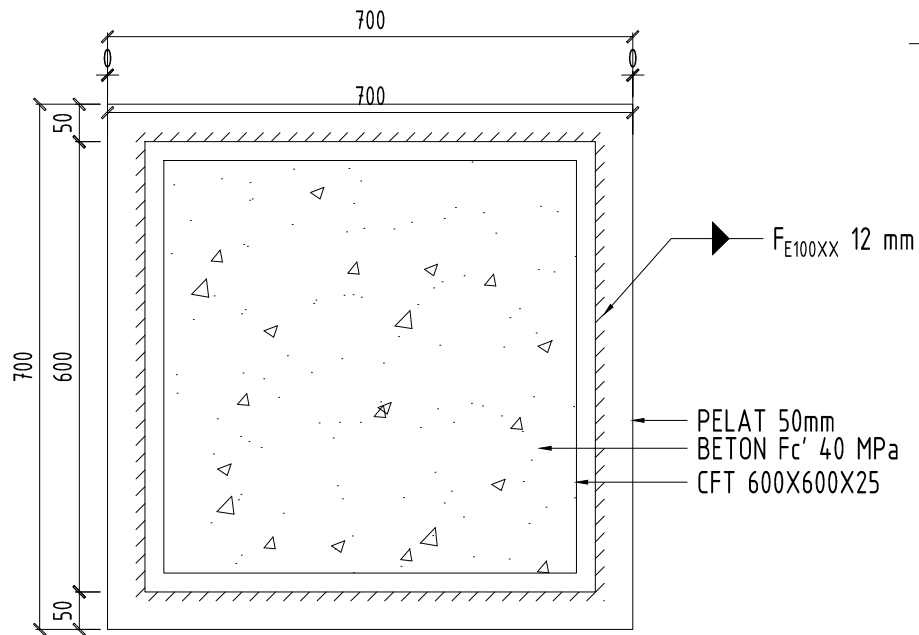
I
ST
DETAIL B
SKALA 1 : 5



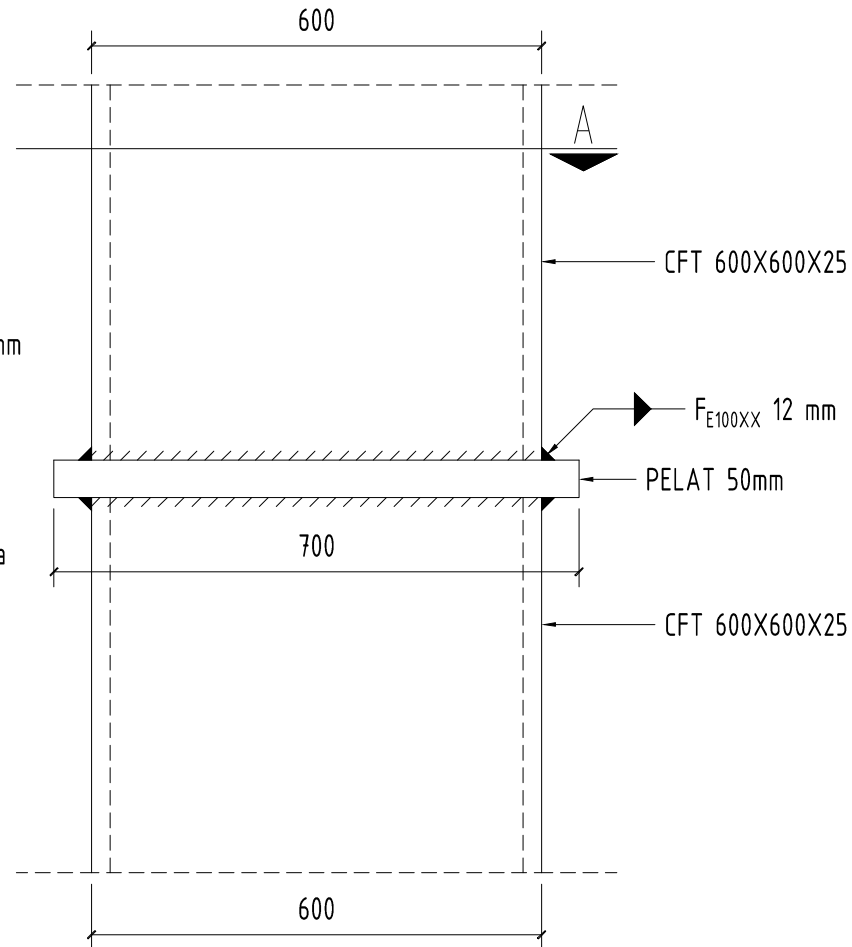
PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

42

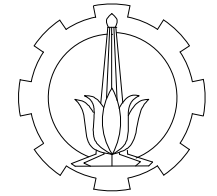




POTONGAN A
SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN ANTAR KOLOM
SKALA 1 : 20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

1:10

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
CFT = 40 MPa

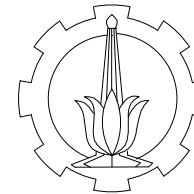
STEEL = BJ-41
WELD = F_{100XX}

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S4.6

42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

SAMBUNGAN BRESING

1:20

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

STEEL = BJ-41

BOLT = A490

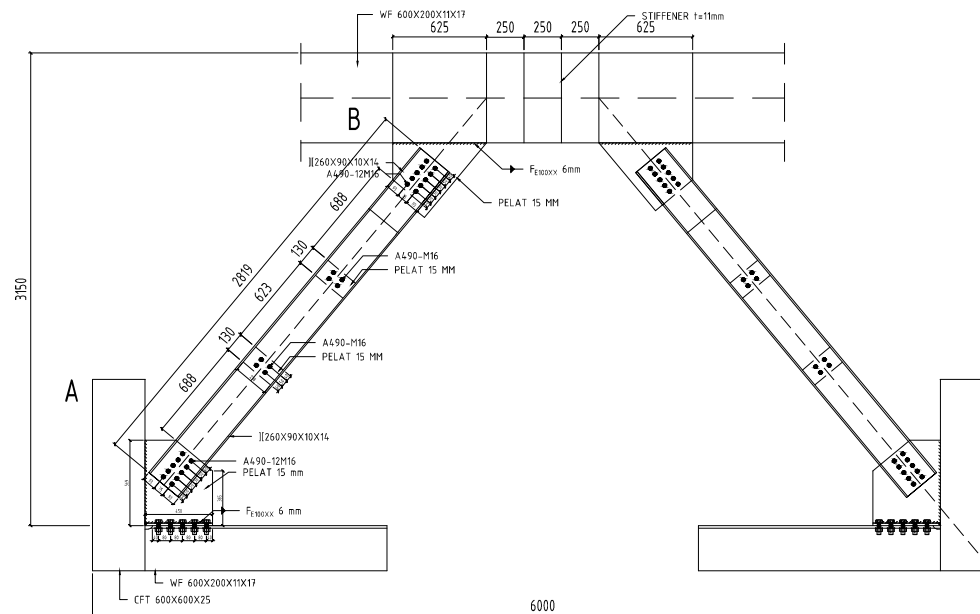
WELD = F_{E100XX}

NO. LEMBAR

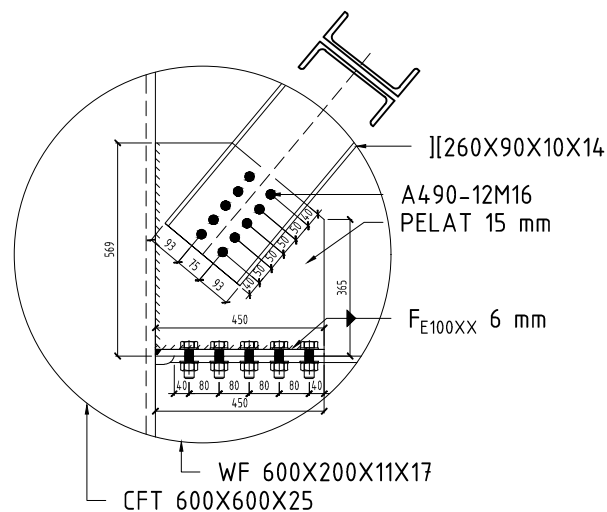
JUMLAH
LEMBAR

S4.7

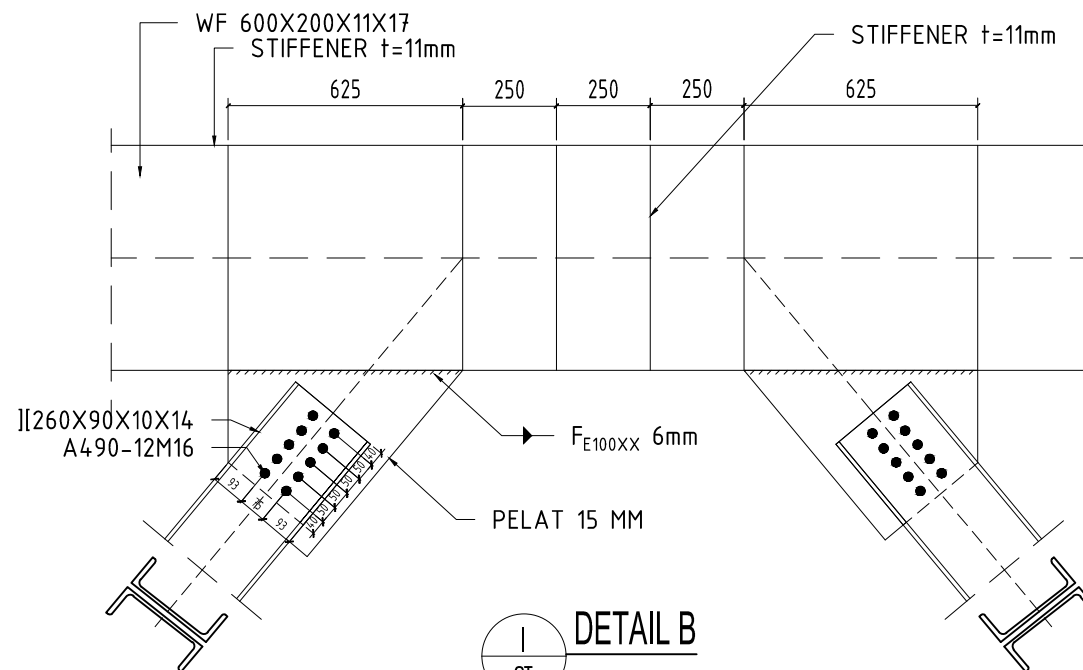
42



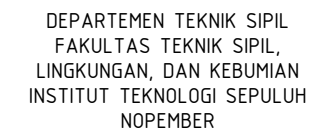
SAMBUNGAN BRESING
ST SKALA 1 : 20



DETAIL A
ST SKALA 1 : 20



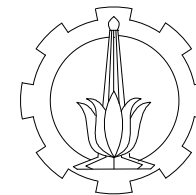
DETAIL B
ST SKALA 1 : 20



42


TAMPAK ATAS BASEPLATE
 SKALA 1 : 15


TAMPAK SAMPIING BASEPLATE
 SKALA 1 : 15



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN
BALOK

1:30

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
COLUMN, BEAM, SLAB= 40 MPa

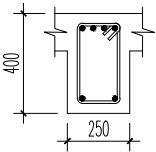
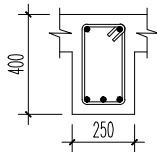
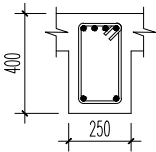
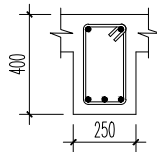
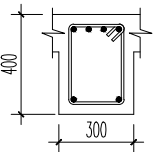
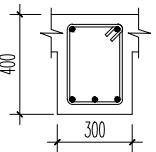
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

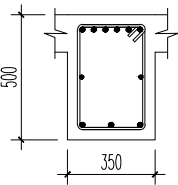
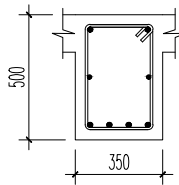
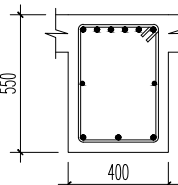
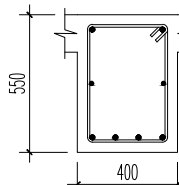
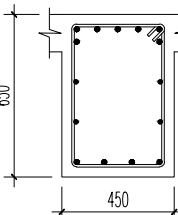
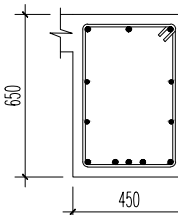
NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S5.1

42

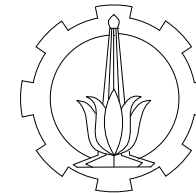
TYPE BALOK	TYPE BALOK BA 25/40		TYPE BALOK BI 25/40		TYPE BALOK BI 30/40	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
COVER 40 MM						
DIMENSI	250 x 400		250 x 400		300 x 400	
TUL. ATAS	4 D19	2 D19	4 D19	2 D19	4 D19	3 D19
TUL. TENGAH	-	-	-	-	-	-
TUL. BAWAH	2 D19	3 D19	2 D19	3 D19	2 D19	3 D19
TUL. SENGKANG	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 80	D10 - 150	D10 - 80	D10 - 150

TYPE BALOK	TYPE BALOK BI 35/50		TYPE BALOK BI 40/55		TYPE BALOK BI 45/65	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	350 x 500		400 x 550		300 x 400	
TUL. ATAS	6 D19	2 D19	6 D22	2 D22	7 D22	3 D22
TUL. TENGAH	2 D10	2 D10	2 D10	2 D10	4 D10	4 D10
TUL. BAWAH	3 D19	4 D19	3 D22	4 D22	4 D22	5 D22
TUL. SENGKANG	D10 - 100	D10 - 200	D10 - 100	D10 - 200	D10 - 130	D10 - 300



DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA 1 : 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN
TIE BEAM & KOLOM BETON

1:30

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
COLUMN, BEAM, SLAB= 40 MPa

STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR

JUMLAH
LEMBAR

S5.2

42

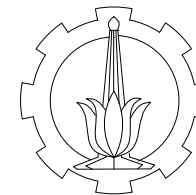
TYPE BALOK	TYPE TIE BEAM TB-1		TYPE TIE BEAM TB-2		TYPE TIE BEAM TB-3	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
DIMENSI	450 x 800		450 x 800		300 x 600	
TUL. ATAS	5 D29	5 D29	5 D29	3 D29	3 D29	3 D29
TUL. TENGAH	4 D10	4 D10	4 D10	4 D10	4 D10	4 D10
TUL. BAWAH	10 D29	3 D29	10 D29	3 D29	5 D29	3 D29
TUL. SENGKANG	D10 - 100	D10 - 300	D10 - 100	D10 - 300	D10 - 100	D10 - 300

TYPE KOLOM	KB	KR
DIMENSI	1000 x 1000	400 x 800
TUL. UTAMA	20 D25	10 D19
SENGKANG TUMP.	D13-100	D10-150
SENGKANG LAP.	D13-150	D10-150



DETAIL PENULANGAN TIE BEAM DAN KOLOM BETON

SKALA 1 : 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN
SHEAR WALL

1:30

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa

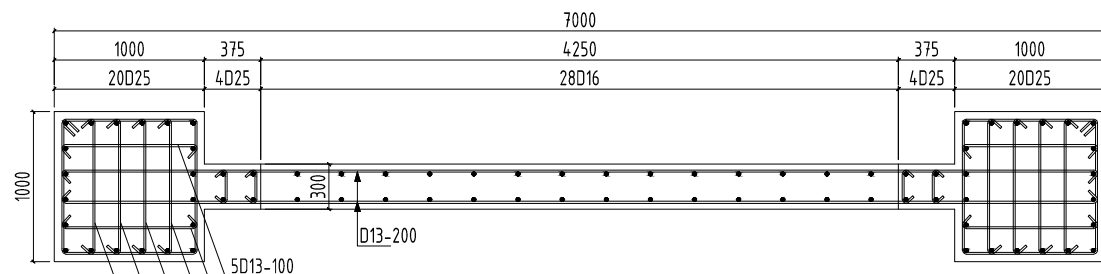
STEEL REBAR:
 $F_y = 420$ MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
 $F_y = 380$ MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR

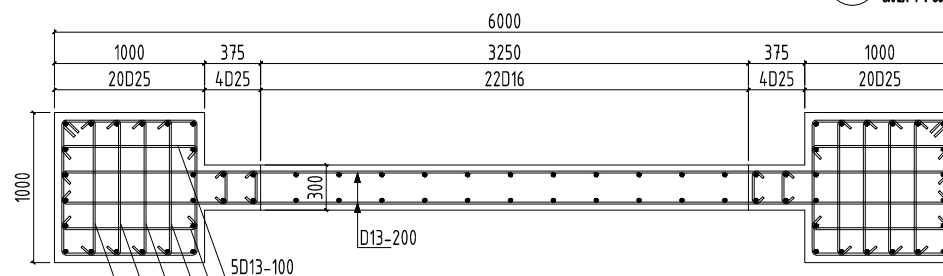
JUMLAH
LEMBAR

S5.3

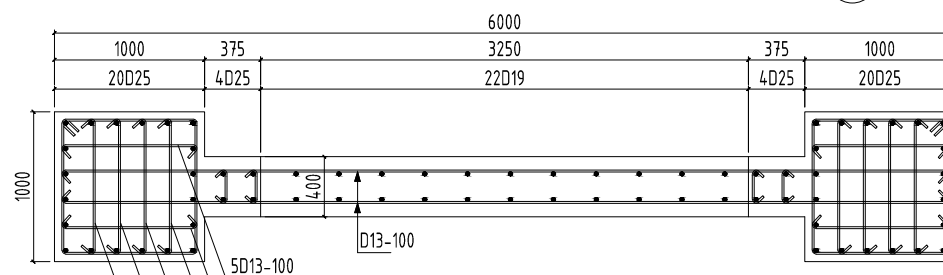
42



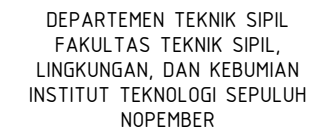
SHEAR WALL TIPE 1
SKALA 1 : 30



SHEAR WALL TIPE 2
SKALA 1 : 30



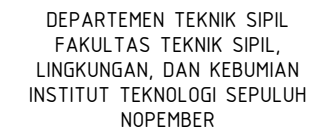
SHEAR WALL TIPE 3
SKALA 1 : 30



PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

42

DENAH PONDASI
SKALA 1 : 450



PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

DENAH TIE BEAM	1:450
----------------	-------

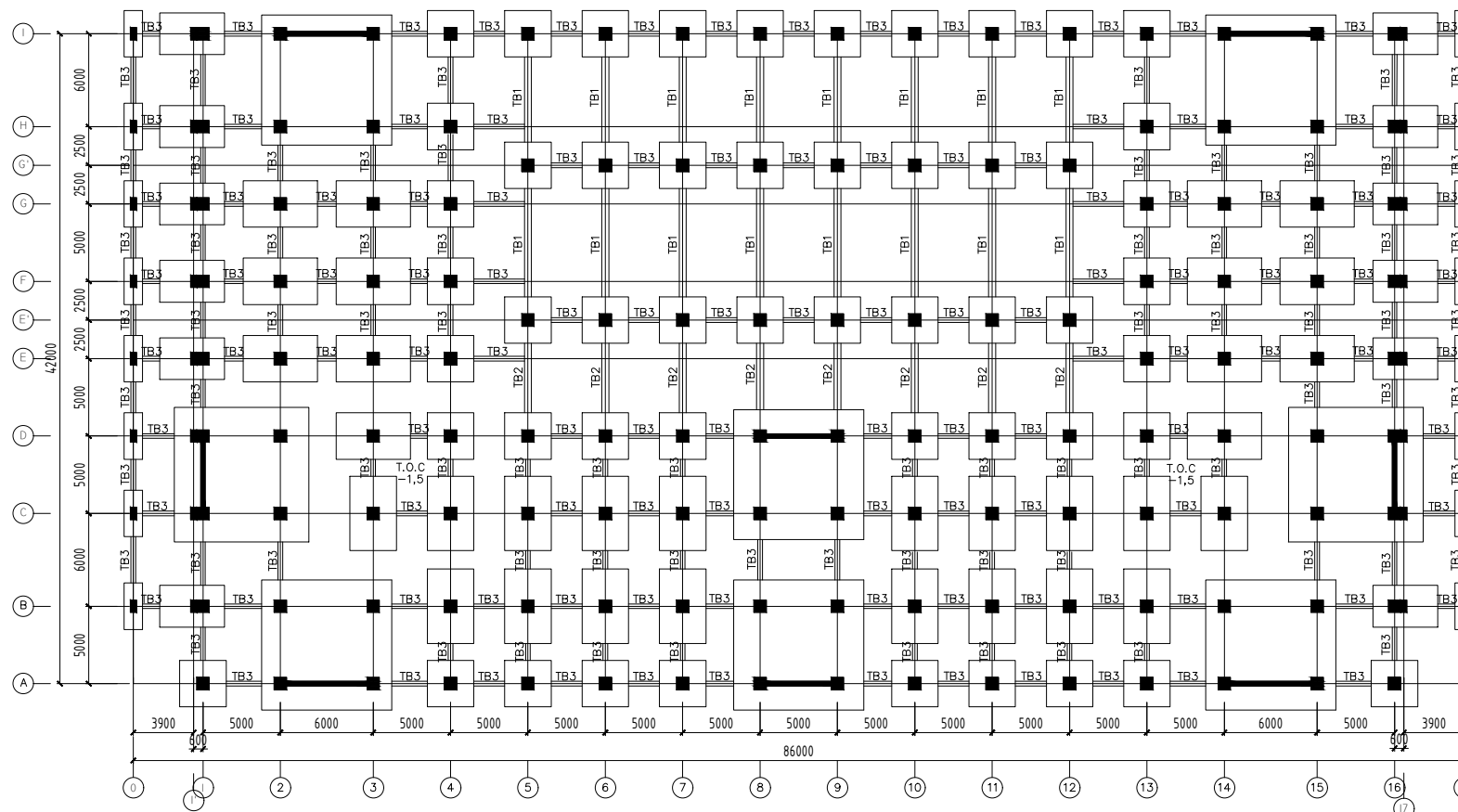
KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE:
PILE CAP, TIE BEAM = 40 MPa

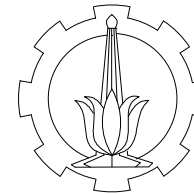
STEEL REBAR:
 $F_y = 420 \text{ MPa}$ (Deformed)
 $D > D13, D16, D19, D22, D25, D32$
 $F_y = 380 \text{ MPa}$ (Plain)
 $D \leq D10, D8$

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	------------------

S6.2	42
------	----



 **DENAH TIE BEAM**
SKALA 1 : 450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

03111440000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

PC 2	1:50
------	------

PENULANGAN PC 2	1:50
-----------------	------

POTONGAN A PC 2	1:50
-----------------	------

POTONGAN B PC 2	1:50
-----------------	------

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

CONCRETE: 40 MPa

STEEL REBAR:

Fy = 420 MPa (Deformed)

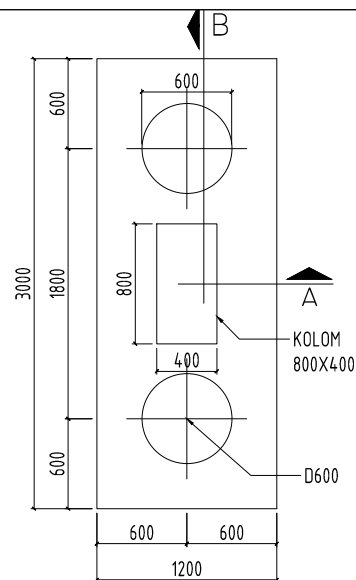
D > D13, D16, D19, D22, D25, D32

Fy = 380 MPa (Plain)

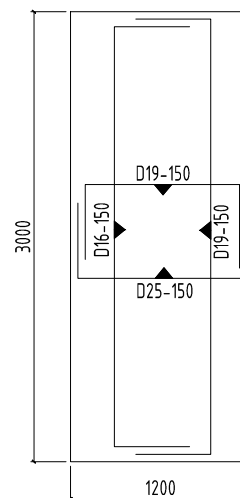
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

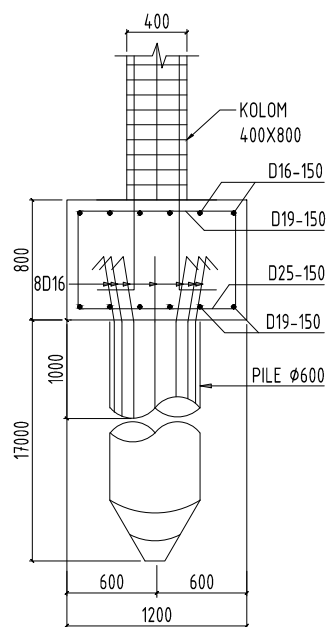
S6.3	42
------	----



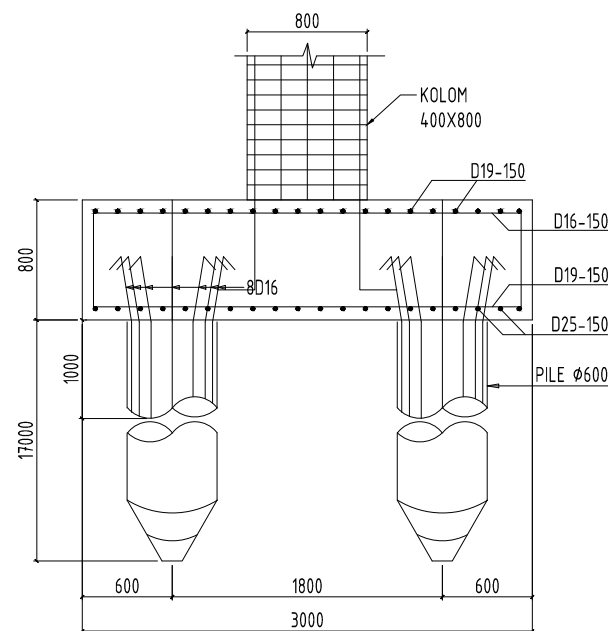
PC 2
ST SKALA 1 : 50



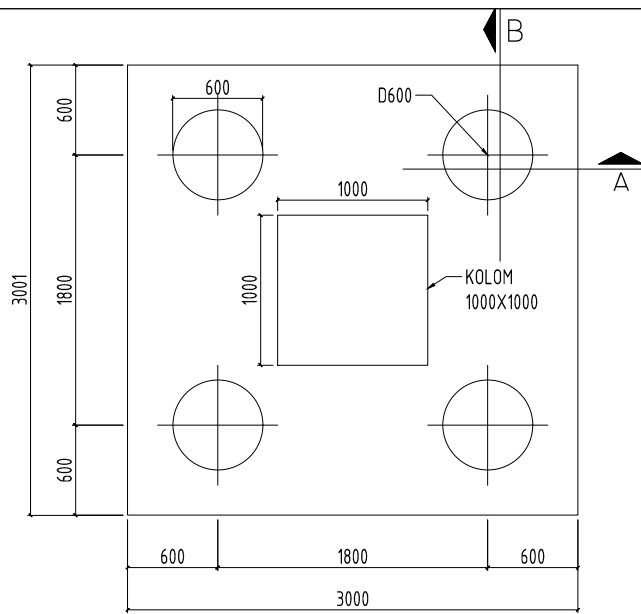
PENULANGAN PC 2
ST SKALA 1 : 50



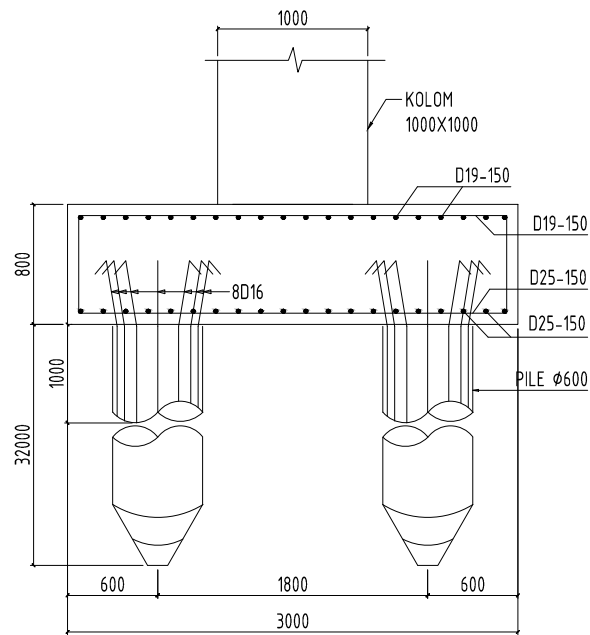
POTONGAN A PC 2
ST SKALA 1 : 50



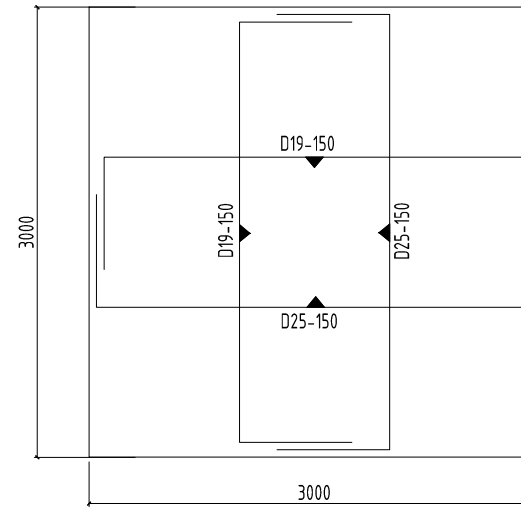
POTONGAN B PC 2
ST SKALA 1 : 50



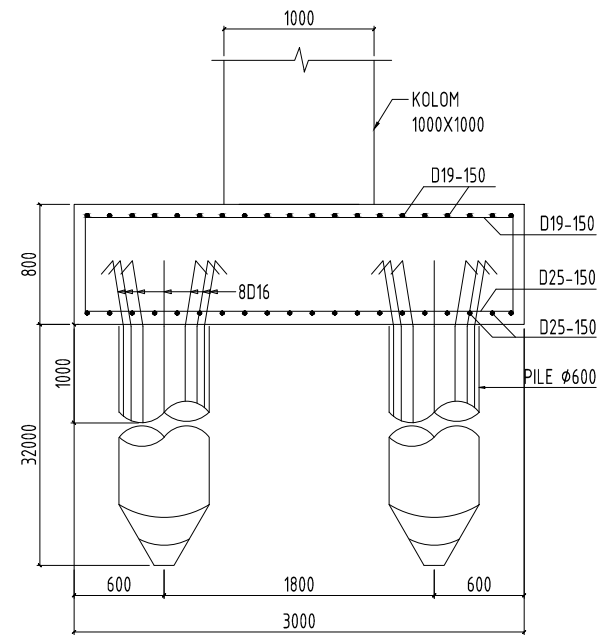
PC 4
ST
SKALA 1 : 50



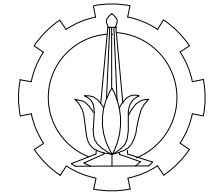
POTONGAN A PC 4
ST
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PC 4
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN B PC 4
ST
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

PC 4

PENULANGAN PC4

POTONGAN A PC 4

POTONGAN B PC 4

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa
STEEL REBAR:

Fy = 420 MPa (Deformed)

D> D13, D16, D19, D22, D25, D32

Fy = 380 MPa (Plain)

D ≤ D10, D8

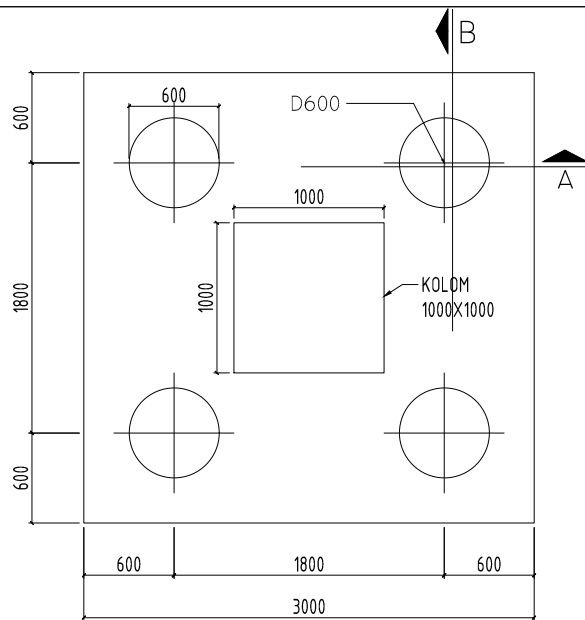
NO. LEMBAR

S6.4

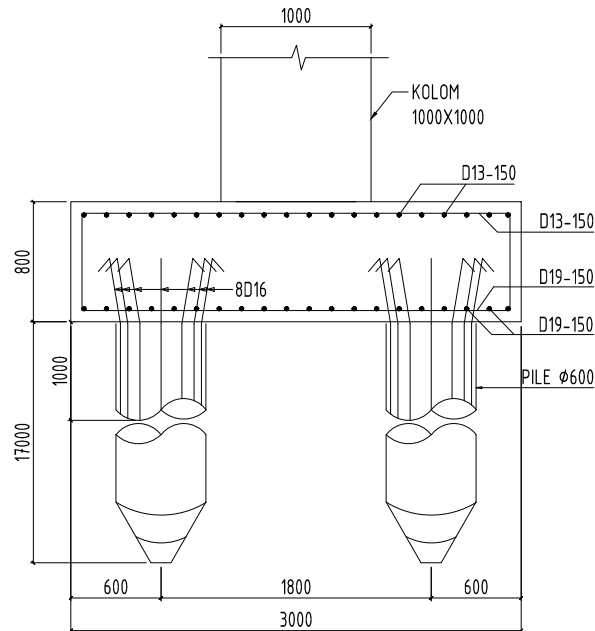
JUMLAH

LEMBAR

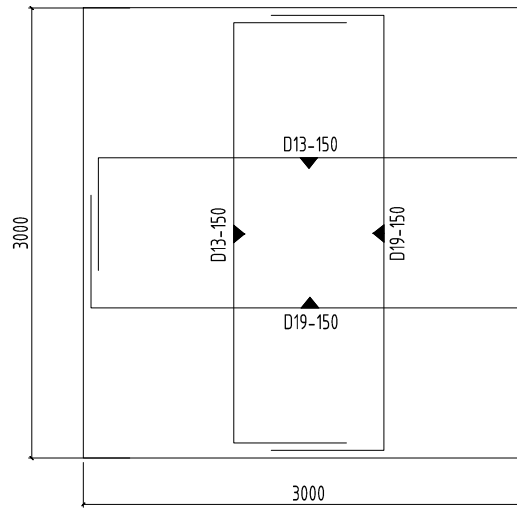
42



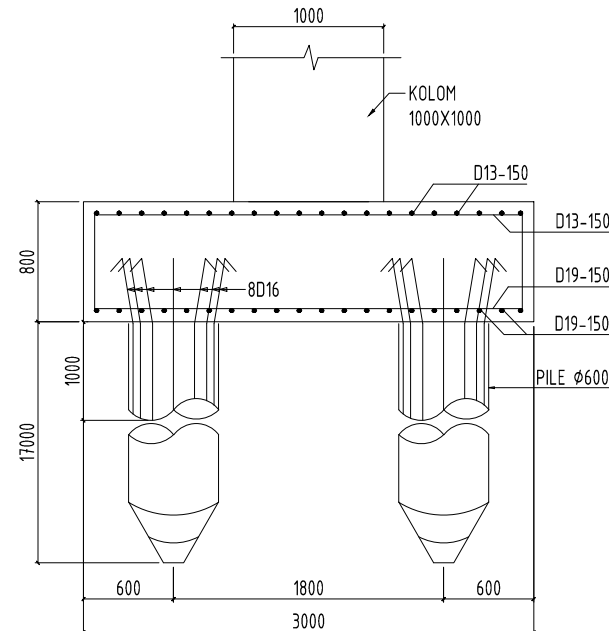
PC 4A
ST
SKALA 1 : 50



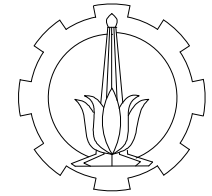
POTONGAN A PC 4A
ST
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PC 4A
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN B PC 4A
ST
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

SKALA

PC 4A	1:50
PENULANGAN PC 4A	1:50
POTONGAN A PC 4A	1:50
POTONGAN B PC 4A	1:50

KETERANGAN

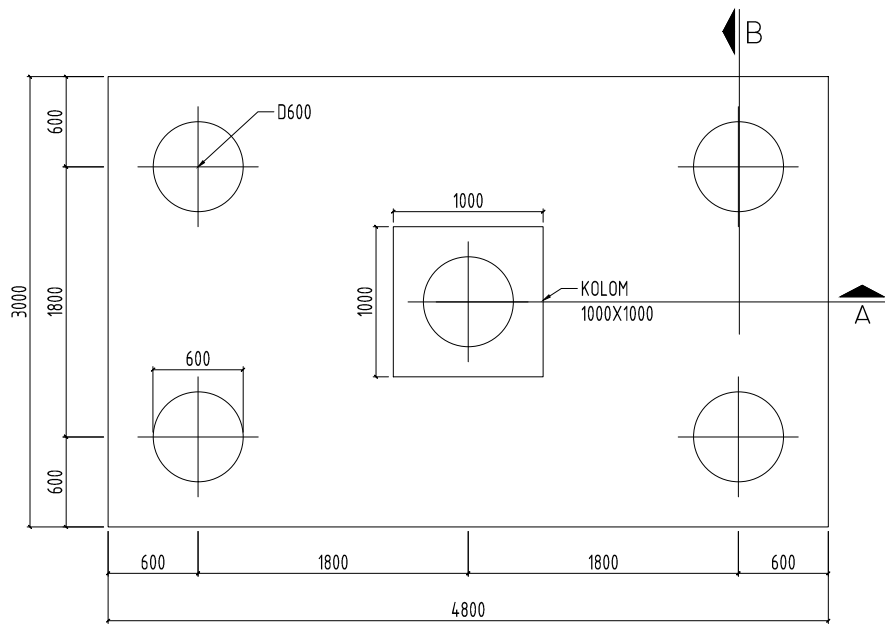
MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR

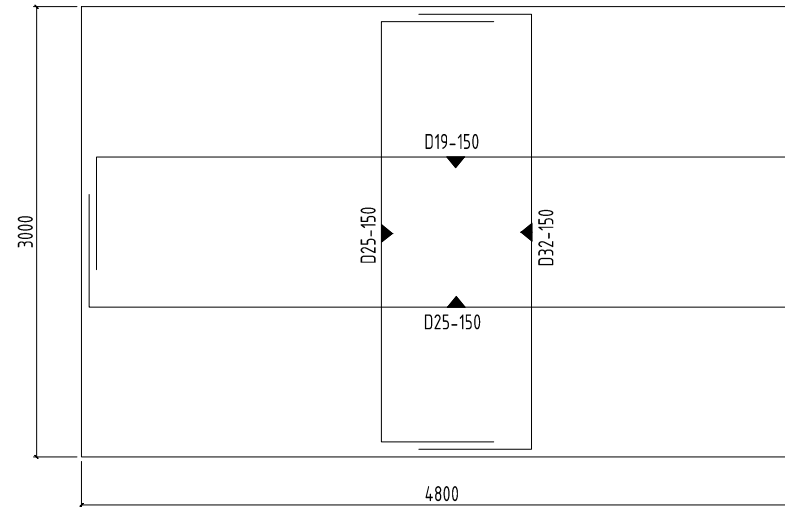
JUMLAH
LEMBAR

S6.5

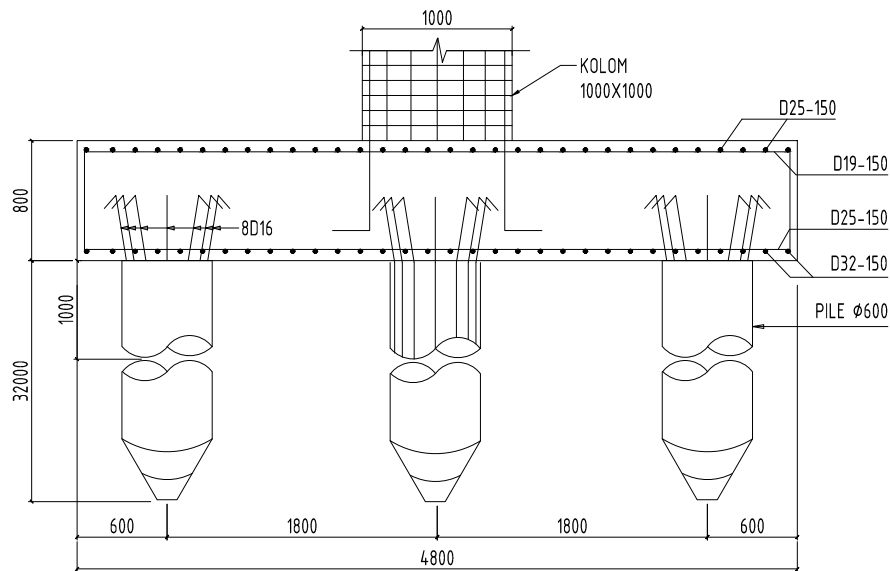
42



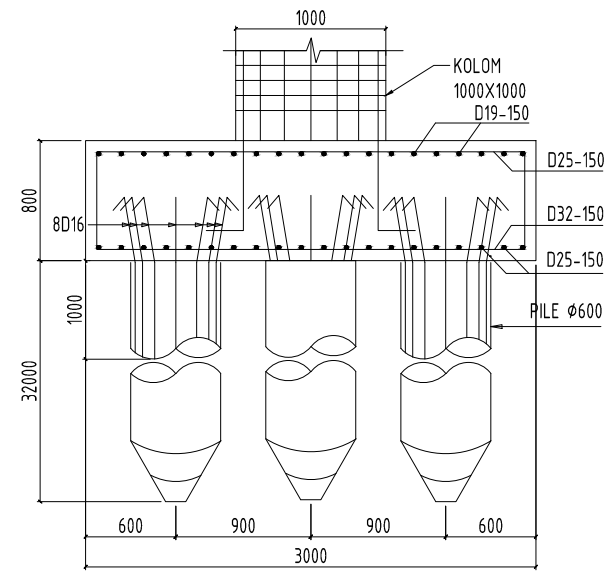
PC 5
ST
SKALA 1 : 50



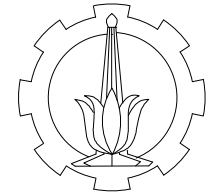
PENULANGAN PC 5
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN A PC 5
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN B PC 5
ST
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR

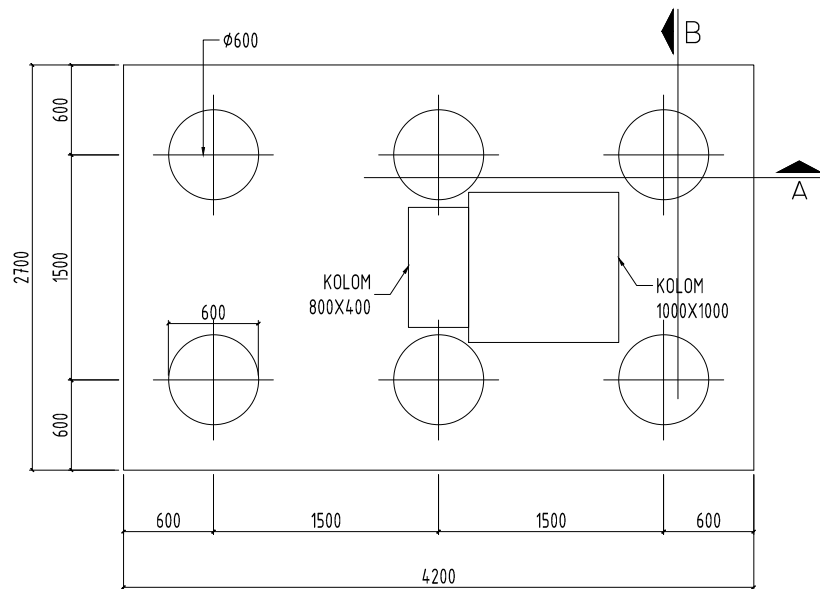
SKALA

PC 5	1:50
PENULANGAN PC 5	1:50
POTONGAN A PC 5	1:50
POTONGAN B PC 5	1:50

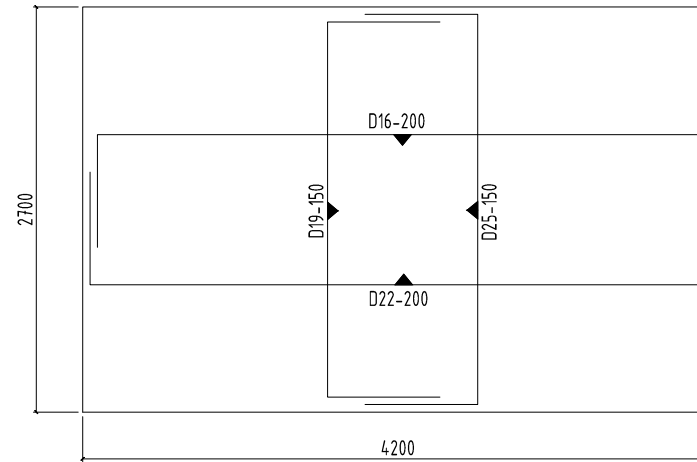
KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

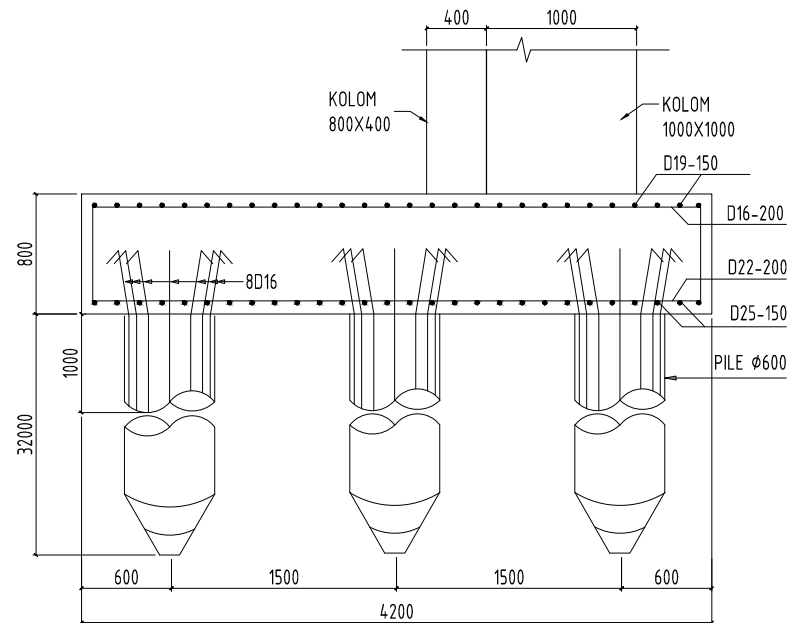
NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
S6.6	42



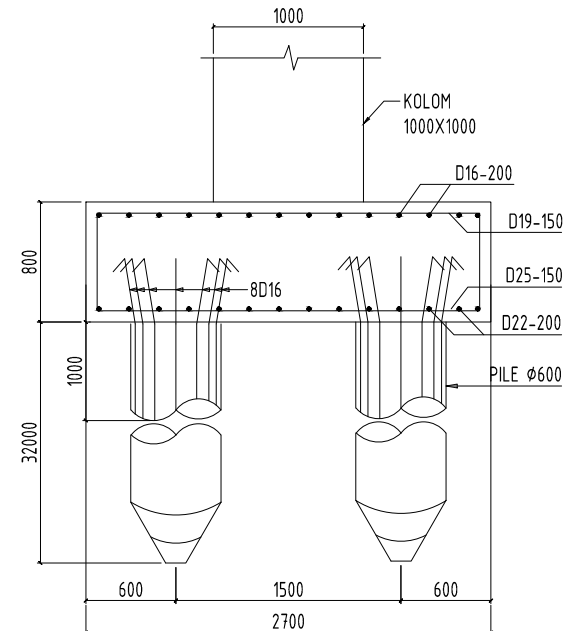
PC 6
ST
SKALA 1 : 50



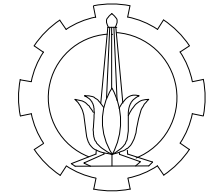
PENULANGAN PC 6
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN A PC 6
ST
SKALA 1 : 50



POTONGAN B PC 6
ST
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

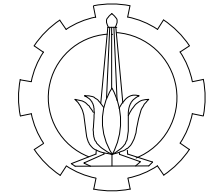
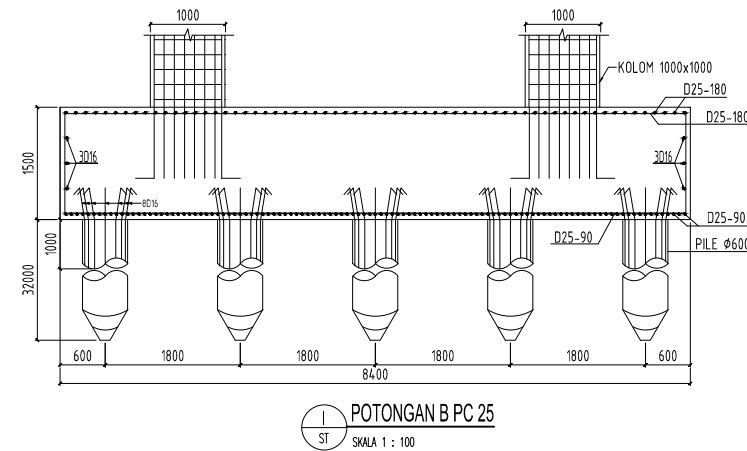
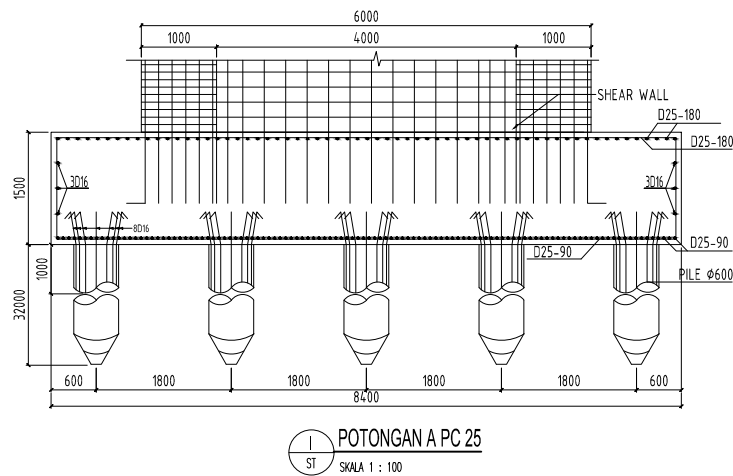
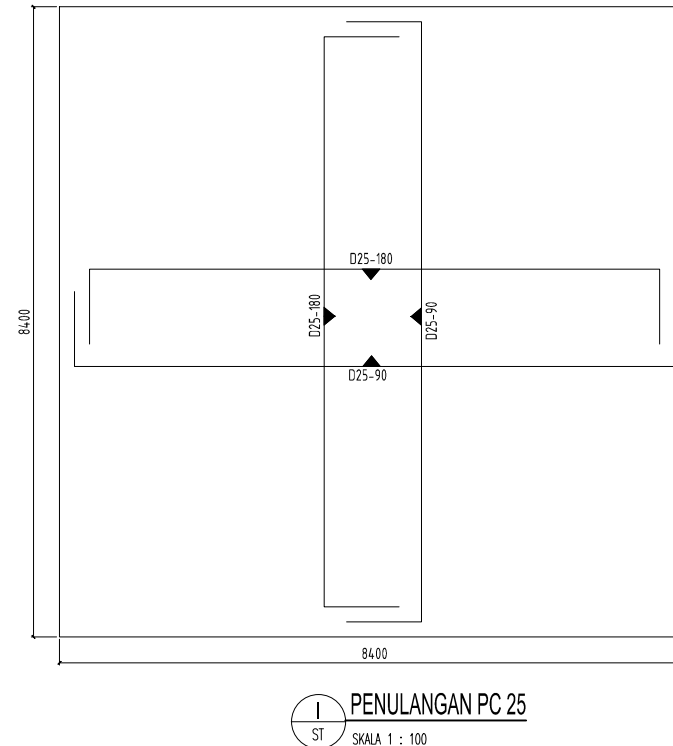
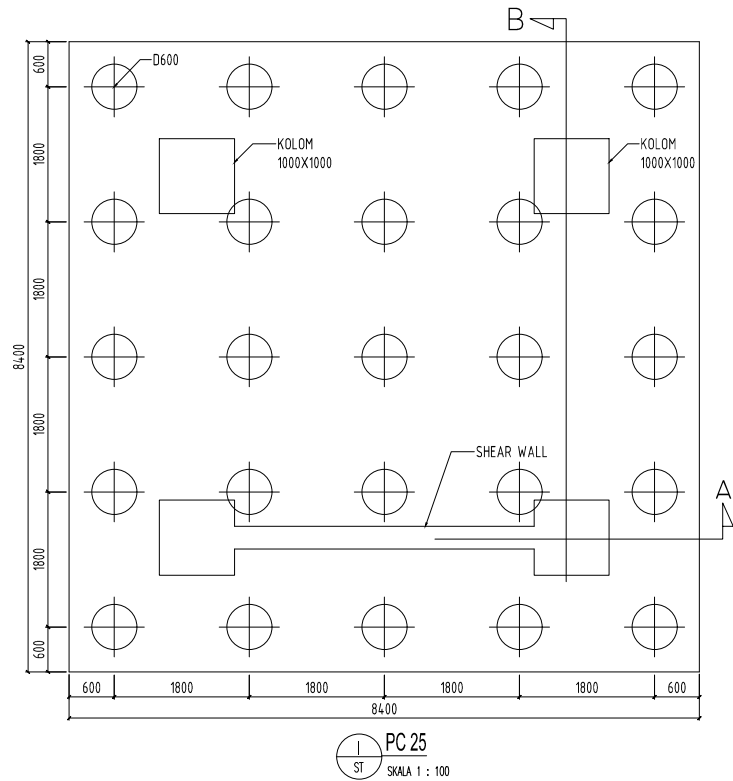
0311144000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
PC 6	1:50
PENULANGAN PC 6	1:50
POTONGAN A PC 6	1:50
POTONGAN B PC 6	1:50

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
S6.7	42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

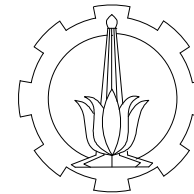
0311144000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
PC 25	1:100
PENULANGAN PC 25	1:100
POTONGAN A PC 25	1:100
POTONGAN B PC 25	1:100

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY
CONCRETE: 40 MPa
STEEL REBAR:
Fy = 420 MPa (Deformed)
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32
Fy = 380 MPa (Plain)
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
S6.8	42



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN APARTEMEN
PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT CONCRETE
FILLED TUBE DAN
ECCENTRICALLY BRACED FRAME
DI LAMPUNG

NAMA PROYEK

APARTEMEN PUNCAK CBD

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

JESSICA MARTHA CLAUDIA

NRP

0311144000055

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

PC 36	1:100
-------	-------

PENULANGAN PC 36	1:100
------------------	-------

POTONGAN A PC 36	1:100
------------------	-------

POTONGAN B PC 36	1:100
------------------	-------

KETERANGAN

MATERIAL QUALITY

CONCRETE: 40 MPa

STEEL REBAR:

$F_y = 420$ MPa (Deformed)

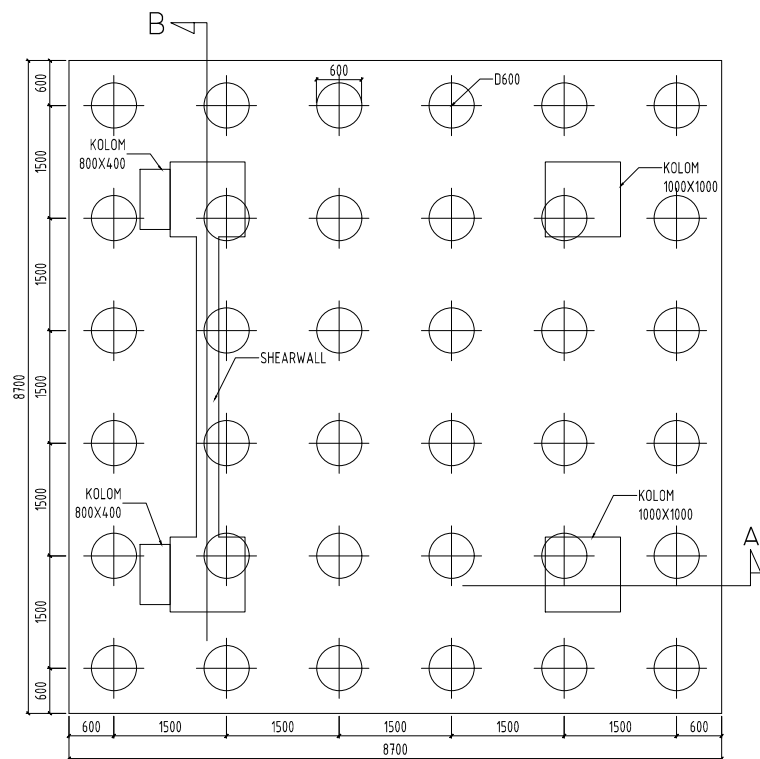
D> D13, D16, D19, D22, D25, D32

$F_y = 380$ MPa (Plain)

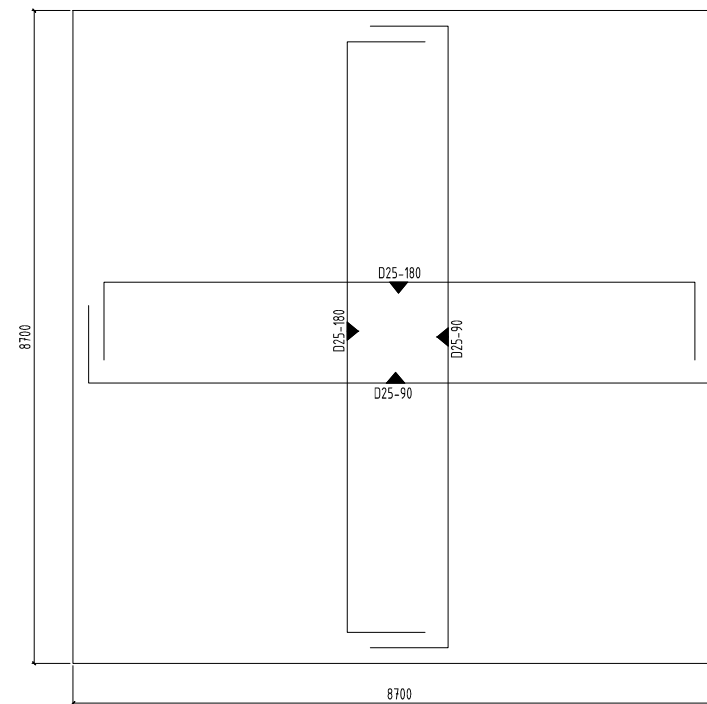
D ≤ D10, D8

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

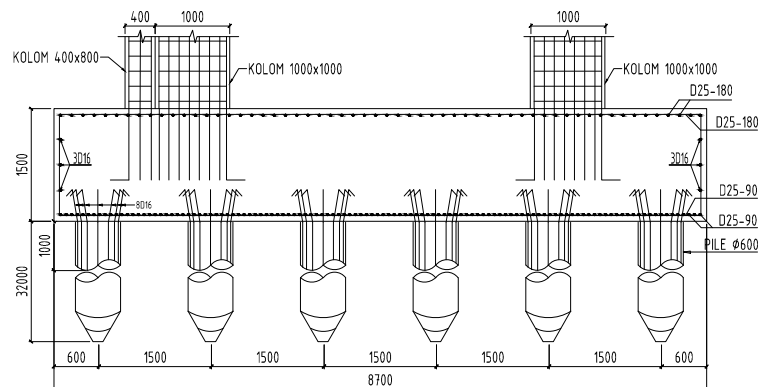
S6.9	42
------	----



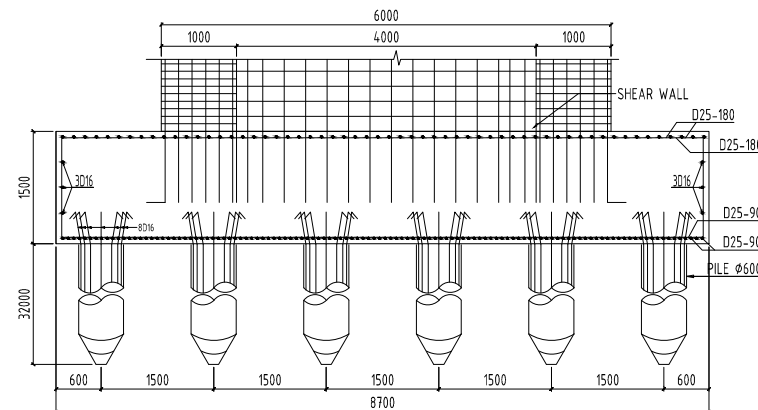
PC 36
SKALA 1 : 100



PENULANGAN PC 36
SKALA 1 : 100



POTONGAN A PC 36
SKALA 1 : 100



POTONGAN B PC 36
SKALA 1 : 100



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST, MT., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: Jessica Martha Claudia
NRP	: 03111440000055
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Apartemen Puncak CBD dengan Struktur Baja Komposit Concrete Filled Tube dan Eccentrically Braced Frame di Lampung
TANGGAL PROPOSAL	: 2 NOVEMBER 2017
NO. SP-MMTA	: 07 0257 / (T2.VI.4.1/PP 05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	14/11/17	cek pembebanan pada pelat	Revisi struktur sekunder.	
2	18/11/17	cek kembali perhitungan tangga.	Revisi tangga.	
3	21/11/17	Diameter wiremesh disamakan 8mm.	Pemodelan.	
		- Balok anak tanpa stud.		
		- Beban ramp disamakan dengan parkir.		
		- Beban pelat lantai apartemen terlalu besar.		
	4/12/2017	Tambahkan kontrol push over, lanjutkan sampai gambar.	melanjutkan sampai sambungan	
	17/12/17	sambungan sampai sambungan antar balok induk-balok anak, sambungan bresing.	Lanjutkan sampai gambar sambungan.	
	29/12/17	Kolom basement diperbesar gambar sambungan dilengkapi.		
	15/1/2018	Ditambahkan Ditambah denah basement		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST., MT., Ph-D
NAMA MAHASISWA	: Jessica Martha Claudia
NRP	: 03111440000055
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Apartemen Puncak Cbp dengan Struktur Baja Komposit Concrete Filled Tube dan Eccentrically Braced frame di Lampung
TANGGAL PROPOSAL	: 2 NOVEMBER 2017.
NO. SP-MMTA	: 070257/IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	19/2018	Kolom shear wall dimodelkan shell dan semua diberi boundary element. ambil gaya dalam dari ETABS	Perencanaan pondasi	
2	29/2018	Gambar diperbaiki di laporan. Tabel daya dukung tiang pancang Diameter tiang pancang diganti D60. Jarak antar tiang pancang dibuat 3d	Revisi pondasi dan melanjutkan gambar	
3	1/3/2018	Gambar denah pondasi dan revisi perhitungan pondasi, peer dan tie beam.	Gambar penulangan dan detail pondasi	
	8/3/2018	menghitung momen untuk pile cap pakai SAP. nama tabel dilengkapi. -perbaiki geser tie beam, -perbaiki dinding penahan tanah	Revisi tie beam dan dinding penahan tanah	



Form AK/TA-04
rev01



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, ST, MT, Ph.d
NAMA MAHASISWA	: JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP	: 0311144000055
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME DI LAMPUNG
TANGGAL PROPOSAL	: 2 NOVEMBER 2017
NO. SP-MMTA	: 078257 / IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	2/2018 4	1. Skala gambar di letakkan di kop gambar. 2. Revisi gambar detail braung, beri gambar tebal sayap double C. 3. Beri tulangan torsi pada balok beton.	Melengkapi gambar-gambar	
	31/4 2018	Kop gambar diperbaiki		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: JESSICA MARTHA CLAUDIA
NRP	: 0311144000055
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN APARTEMEN PUNCAK CBD DENGAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT CONCRETE FILLED TUBE DAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME DI CAM PUNG
TANGGAL PROPOSAL	: 2 NOVEMBER 2017
NO. SP-MMTA	: 078257 / ITZ. VI. 9.1 / PR. 05.02.00 / 2017.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	8/12/2017	- cari referensi untuk sambungan antar konsol - Bresing lebih baik menggunakan double C	Lanjutkan ke pemodelan dan struktur primer.	
	2/3/2018	- Skala di besarkan 1:500. - Keterangan dimensi / profil tidak ditulis di bagian keterangan.	Gambar tampak arsitektural & gambar struktural.	
	9/3/2018	- tulis dimensi di pengelasan - detail penulangan menet pelat bondek juga digambar di gambar rencana.	Gambar sambungan dan base plate.	
	16/3/2018	- Hitung penulangan pile cap dengan kolom + SW Lengkapi gambar shear wall.	Gambar shear wall dan penulangan pile cap.	
	23/3/2018	- Lengkapi gambar-gambar tampak dengan dimensi & ukuran profil.	Gambar penulangan pelat bondek dan dinding penahan tanah.	

BIODATA PENULIS



Jessica Martha Claudia

Lahir di Bojonegoro, pada tanggal 27 Maret 1996, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara dari pasangan Lukman Effendi dan Ema Susanti. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Katolik Santo Paulus Bojonegoro, SMPN 1 Bojonegoro, dan SMAN 1 Bojonegoro. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik

Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 3114100055. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “**Perencanaan Apartemen Puncak CBD dengan Struktur Baja Komposit Concrete Filled Tube dan Eccentrically Braced Frame di Lampung**”.

Narahubung

Email : martha.jessica@yahoo.com